

# **ESTUDO DE BACIAS DE RETENÇÃO**

## Como solução para situações crescentes de urbanização

**EDUARDA RAQUEL DA COSTA MANO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM VIAS DE COMUNICAÇÃO**

---

Orientador: Professor Doutor Adalberto França

FEVEREIRO DE 2008

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



[miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



[feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Avós

*"Não importa. Tenta outra vez. Erra outra vez. Erra melhor."*

*Samuel Beckett*



## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar quero agradecer ao Professor Doutor Adalberto França não só pela orientação desta tese, mas também pelo incentivo, apoio, entusiasmo e disponibilidade que sempre concedeu.

À Professora Maria do Carmo da secção de matemática pelos esclarecimentos prestados, ao Professor Paulo Monteiro e ao Engenheiro do Ambiente Pedro Teiga pelo material disponibilizado.

Agradeço aos meus colegas, amigos e funcionários da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto de quem recebi apoio, simpatia e amizade.

Um agradecimento muito especial ao Nuno Vieira, pela ajuda e apoio que me deu na execução deste trabalho.

Aos meus pais, ao meu irmão e a toda a minha família.



## **RESUMO**

O presente trabalho estuda os métodos de dimensionamento das bacias de retenção de águas pluviais, quando aplicadas na função de diferimento dos caudais afluentes a uma passagem hidráulica já existente. Visa-se, sobretudo, a elaboração de uma possível metodologia de dimensionamento destas bacias de retenção a que subjaz preocupações ao nível do planeamento territorial. Assim, propõe-se que a bacia de retenção seja construída nos próprios terrenos a urbanizar e, por isso, não necessariamente próximo da passagem hidráulica (PH) que se pretende defender dos caudais excessivos. Em última análise, pretende-se conceber uma solução em que o ónus dos custos de construção desse instrumento de retenção de caudais seja imputado directamente aos que determinam a sua própria construção.

O ponto de partida para a elaboração desta metodologia é a descrição dos vários tipos de bacias de retenção existentes, as suas multifuncionalidades e aplicações. São também analisadas as várias abordagens ao dimensionamento de bacias de retenção de águas pluviais, estudados os principais factores que contribuem para o incremento do escoamento na bacia e o respectivo efeito e apresentados os critérios de dimensionamento hidrológico, hidráulico e estrutural da bacia de retenção.

Por último, é apresentado um caso de estudo demonstrativo do cálculo do volume de armazenamento, no qual são ponderadas as diferentes variáveis que lhe estão inerentes: a altura de água a montante do orifício de saída e as respectivas características físicas, entre outras.

**PALAVRAS-CHAVE:** bacias de retenção, urbanização, dimensionamento hidrológico e hidráulico, passagem hidráulica, volume de armazenamento.





## **ABSTRACT**

The present work studies the dimensioning method for retention basins of rainwater whenever they are applied to control the flows at the entrance of an already existing water culvert under a road. The main idea is to establish one possible methodology for the dimensioning of these retention basins towards a better urban planning. Indeed, the proposal is to build them at very same place where the new urbanizations are going to grow instead of next to the water culvert that we wish to protect from these excessive flows. In other words, it is aimed to design one solution where the construction's costs of these water retention instrument's are charged directly to those that determine its own construction.

The first step was making the description of the several tips of retention basins, its functionalities and applications. It was also analyzed different approaches towards the dimensioning of the retention basins, studied the main factors that contribute to the speed increment of the flows and presented the various criteria for the hydrologic, hydraulic and structural calculations.

Finally, it is presented one case-study demonstrative of water storage calculation's where the several variables were assembled and weighted: water height at upstream of the exit hole, as well as the exit hole physical's characteristics, among several others.

**Key-Words:** retention basins; urbanization; road's water tunnel; hydrologic; hydraulic and structural dimensioning.



## ÍNDICE GERAL

Agradecimentos.....	I
Resumo .....	III
Abstract .....	V
Índice geral .....	VII
1 Introdução.....	1
1.1 Objectivos do estudo .....	2
1.2 Resumo estrutural da tese apresentada: .....	2
2 Funcionamento das bacias de retenção .....	3
2.1 Enquadramento Genérico .....	3
2.2 Funcionalidades .....	3
2.2.1 Criação de espelho de água com interesse estético. ....	3
2.2.2 Criação de pólos de interesse recreativo e turístico .....	4
2.2.3 Protecção do Ambiente .....	4
2.2.4 Redução dos riscos de inundação .....	5
2.2.5 Evitar a remodelação da rede de drenagem de águas pluviais. ....	6
2.2.6 Diferir no tempo o acesso de caudais incompatíveis com as passagens hidráulicas existentes.....	7
2.2.7 Criação de reservas de água para rega.....	7
2.2.8 Criação de reservas de água para combate a incêndios.....	8
3 Tipos de Bacias de Retenção.....	9
3.1 Classificação enquanto estrutura física.....	9
3.1.1 Bacias a céu aberto.....	9
3.1.2 Bacias enterradas.....	10
3.1.3 Bacias em série .....	11
3.1.4 Bacias em paralelo .....	11
3.1.5 Bacias secas .....	12
3.1.6 Bacias com o nível de água permanente .....	13
3.1.7 Bacias com plantas aquáticas (macrófitos).....	14
3.2 Classificação quanto à finalidade .....	17
3.2.1 Natureza quantitativa ou hidráulica .....	17
3.2.2 Natureza qualitativa .....	17
3.3 Constituição física de uma bacia de retenção .....	18
3.4 Principais condicionantes e critérios de escolha.....	20
3.4.1 Bacia de retenção do tipo seca .....	20
3.4.2 Bacia de retenção do tipo com água a nível permanente.....	21
3.5 Bacias de retenção em zonas urbanas .....	21
3.5.1 Bacias de retenção em zonas urbanas – dificuldades .....	22
3.5.2 Integração paisagística da bacias a céu aberto .....	22

3.6	Metodologia do projecto para a execução das bacias de retenção .....	23
3.7	Manutenção da bacia de retenção .....	25
4	Revisão de Noções de Hidrologia .....	27
4.1	Definição .....	27
4.2	Ciclo hidrológico ou ciclo da água .....	27
4.3	Bacia hidrográfica .....	29
4.3.1	Características gerais .....	29
4.3.2	Delimitação da bacia hidrográfica.....	29
4.3.3	Área da bacia hidrográfica .....	30
4.3.4	Forma da bacia .....	30
4.3.5	Características geológicas da bacia hidrográfica .....	32
4.3.6	Cobertura vegetal da bacia hidrográfica.....	32
4.3.7	Orientação da bacia hidrográfica.....	32
4.3.8	Ocupação e Uso do Solo .....	33
4.3.8.1	O tipo de ocupação .....	33
4.3.8.2	Uso do solo .....	33
4.3.9	Declive .....	33
4.4	Características climáticas da bacia hidrográfica .....	33
4.4.1	Precipitação .....	33
4.4.2	Classificação das precipitações segundo a sua origem.....	34
4.4.2.1	Tipos de precipitação .....	34
4.4.2.2	Precipitações máximas .....	35
4.4.3	Intensidade .....	35
4.4.3.1	Relação intensidade duração.....	35
4.4.3.2	Relação intensidade - frequência.....	36
4.4.4	Relação intensidade – duração – frequência .....	36
4.4.4.1	Curva Exponencial .....	36
4.4.4.2	Curva Hiperbólica.....	37
5	Cálculo Hidrológico .....	39
5.1	Tempo de concentração .....	39
5.1.1	Isócronas .....	39
5.1.2	Fórmula de Témez.....	41
5.1.3	Expressão U.S. Soil Conservation Service .....	42
5.1.4	Método baseado na velocidade do escoamento superficial.....	43
5.1.5	Fórmula de Ventura .....	46
5.2	Cálculo do CN.....	46
5.3	Período de retorno ou Tempo de recorrência T .....	51
5.3.1	Risco .....	51
5.3.2	Escolha do Período de Retorno.....	52

5.4	Coeficiente de escoamento para o Método Racional .....	54
5.5	Determinação dos caudais de projecto .....	57
6	Cálculo Hidráulico.....	61
6.1	Caudal de saída e dispositivos de regulação.....	61
6.2	Orifício .....	62
6.2.1	Escoamento tipo I – Altura crítica a montante.....	64
6.2.2	Escoamento tipo II – Altura crítica a jusante .....	64
6.2.3	Escoamento tipo III- Escoamento lento em todo o aqueduto .....	65
6.2.4	Escoamento tipo IV - Saída submersa.....	65
6.2.5	Escoamento tipo V – Entrada afogada e regime rápido .....	66
6.2.6	Escoamento tipo VI - Secção cheia com saída livre .....	66
6.3	Descarregadores .....	70
7	Metodologia de cálculo proposta para o dimensionamento de uma bacia de retenção na própria urbanização.....	71
7.1	Resumo do Processo de cálculo para o dimensionamento de uma bacia de retenção na própria zona a urbanizar.....	71
7.2	Estudo da passagem hidráulica existente.....	72
7.2.1	Dimensionamento hidráulico .....	72
7.2.1.1	Cálculo do máximo caudal da conduta existente quando está submetida a inclinações fortes (superior a 1,5% - Controlo a Montante) .....	72
7.2.1.2	Cálculo do máximo caudal para aquedutos com inclinações inferiores a um valor próximo de 1,5% – Controlo a Jusante. ....	76
7.2.2	Estudo hidrológico .....	77
7.2.2.1	Determinar a área da bacia hidrográfica ou de parte da bacia hidrográfica em estudo, assim como da área da zona urbanizada.....	77
7.2.2.2	Uso da fórmula de Témez para o cálculo do tempo de concentração .....	78
7.2.2.3	Cálculo da intensidade de precipitação da zona em estudo, com o tempo de retorno do projecto.....	79
7.2.2.4	Cálculo do coeficiente de escoamento máximo, permitido pela PH .....	79
7.3	Dimensionamento da Bacia de retenção .....	80
7.3.1	Dimensionamento da estrutura física.....	80
7.3.2	Determinação do caudal efluente (caudal de saída) da bacia de retenção.....	83
7.3.3	Dimensionamento do dispositivo de saída (conforme capítulo 6).....	85
7.3.3.1	Orifício.....	85
7.3.3.2	Descarregador de Cipolletti .....	86
7.3.4	Determinação do volume armazenar pela bacia de retenção.....	86
7.3.4.1	Método gráfico .....	86
7.3.4.2	Método sequencial.....	91
7.3.4.3	Método holandês .....	102
8	Conclusão.....	107

Anexos .....	113
A.1    Dimensionamento Hidrológico .....	113
A.1.1    Solos .....	113
A.1.2    Precipitação .....	114
A.2    Dimensionamento Hidráulico .....	119
A.2.1    Perdas de carga.....	119
A.2.1.1    Perda de carga continua .....	119
A.2.1.2    Perdas de carga localizadas .....	122
A.2.2    Estrutura de dissipação de energia .....	123
A.3    Passos da folha de cálculo automático .....	125
Bibliografia .....	137

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1- Bacia de retenção (www.cleanwaterhonolulu.com 2007).....	4
Figura 2.2 – Bacia de retenção (http://ulisses.cm-lisboa.pt/data/002/003/003/B11/imagens/ambiente3 2007). ....	4
Figura 2.3 – Processo de tratamento biológico numa bacia de retenção (Lindenhurst 2007). ....	5
Figura 2.4 – Bacia de retenção (Sherly Chacon 2007).....	5
Figura 2.5 – Fases do desenvolvimento da drenagem (Tucci 2003).....	6
Figura 2.6 – Bacia de retenção em zona industrial (Setafford Texas – E.U.A. 2007). ....	7
Figura 2.7 – Bacia de Retenção (Iowa District – E.U.A. 2007). ....	8
Figura 3.1 - Bacia de retenção a céu aberto (Virginia-E.U.A. 2007).....	10
Figura 3.2 – Bacia de retenção e percolação de águas pluviais, capacidade 300l (Batiproduits 2007)10	
Figura 3.3– Bacia de retenção em série (Mata Lima;Silva; Raminhos 2006).....	11
Figura 3.4– Bacia de retenção em paralelo (Mata Lima; Silva; Raminhos 2006).....	11
Figura 3.5 – Hidrograma do escoamento afluente e efluente de uma bacia em série (JAE 1998). ....	11
Figura 3.6 – Hidrograma do escoamento afluente e efluente de uma bacia em paralelo (JAE 1998). 12	
Figura 3.7 – Bacia de retenção do tipo seca (Bernad 2007). ....	13
Figura 3.8 - Bacia de Retenção de caudais em cheia do tipo seca (Algueirão - Mem Martins - Concelho de Sintra 2007). ....	13
Figura 3.9 – Bacia de retenção do tipo com água a nível permanente (Osłonki - Polónia 2007). ....	14
Figura 3.10 - Bacia de retenção com macrófitos de livre flutuação à superfície da água (Veríssimo Dias 2003). ....	14
Figura 3.11 - Bacia de retenção com macrófitos com folhas flutuantes (Veríssimo Dias 2003). ....	15
Figura 3.12 - Bacia de retenção com macrófitos submersos (Veríssimo Dias 2003).....	15
Figura 3.13 - Bacias de retenção com a superfície da água livre (Veríssimo Dias 2003). ....	15
Figura 3.14 - Bacias de retenção com tapetes de macrófitos emergentes (Veríssimo Dias 2003).....	15
Figura 3.15 - Bacias de retenção com sub-superfície de fluxo; 1- zona de distribuição da água repleta de grandes pedras; 2 – base impermeável; 3 – zona média com cascalho ou pedras esmagadas; 4 – vegetação; 5 – nível de água no leito; 6 – zona de recolha da água, repleta de pedras de grandes dimensões; 7 – tubo de drenagem; 8 – estrutura eléctrica para manutenção do nível de água no leito. As setas indicam apenas o fluxo padrão (Veríssimo Dias 2003).....	16
Figura 3.16 – Bacia de retenção do tipo seca.....	19
Figura 3.17 – Bacia de retenção do tipo com nível de água permanente. ....	19
Figura 3.18 – Bacia de retenção do tipo seca (Lambert - St. Louis - E.U.A., 2007). ....	20
Figura 3.19 – Bacia de retenção do tipo com água a nível permanente (Marathon Couty Landfill 2007). ....	20

Figura 3.20 – Bacia de retenção em construção (Camdencouty M.U.A. – E.U.A. 2007). .....	23
Figura 3.21 – Bacia de retenção após a construção (Camdencouty M.U.A. – E.U.A. 2007). .....	23
Figura 4.1– Ciclo Hidrológico (Guarani 2007). .....	27
Figura 4.2 – Bacia Hidrográfica (UNICAMP 2007). .....	29
Figura 4.3 – Bacia alongada ou longitudinal (Ribeiro 1987) .....	30
Figura 4.4 – Bacia Arredondada (Ribeiro 1987). .....	30
Figura 4.5 – Bacia Radial ou Ramificada (Ribeiro 1987). .....	31
Figura 5.1 – Isócronas (Mallorca - Espanha 2007). .....	39
Figura 5.2– Histograma Área-Tempo de acordo com a Figura 5.3. ....	40
Figura 5.3 – Representação de uma bacia hidrográfica com as suas isócronas. ....	40
Figura 5.4 – Factor correctivo do tempo de atraso relativo à melhoria das condições hidráulicas do escoamento (Correia 1984). ....	43
Figura 5.5 – Factor correctivo do tempo de atraso relativo à percentagem de área impermeável (Correia 1984). ....	43
Figura 5.6 – Velocidade de escoamento superficial para diversos declives e coberturas de solo, segundo o SCS (adaptado de Hammer e Mackichan, 1981, in Lencastre e Franco, 1992). ....	45
Figura 6.1– Aqueduto tipo. Simbologia utilizada (Martins 2000). ....	63
Figura 6.2 – Escoamento tipo I (Martins 2000). .....	64
Figura 6.3 – Escoamento tipo II (Martins 2000). .....	64
Figura 6.4 – Escoamento tipo III (Martins 2000). .....	65
Figura 6.5 – Escoamento tipo IV (Martins 2000). ....	65
Figura 6.6 – Escoamento do tipo V (Martins 2000). ....	66
Figura 6.7 – Escoamento tipo VI (Martins 2000). ....	66
Figura 6.8 - Descarregador de Cipolletti. ....	70
Figura 7.1 – Esquema de uma passagem hidráulica numa via. ....	72
Figura 7.2 – Variação da energia específica com o caudal. ....	73
Figura 7.3 – Secção rectangular da passagem hidráulica. ....	74
Figura 7.4 – Secção circular da passagem hidráulica. Personalizada. ....	75
Figura 7.5 – Planta da bacia de retenção com geometria piramidal. ....	81
Figura 7.6 – Perfil da bacia de retenção com geometria piramidal. ....	81
Figura 7.7 – Planta da bacia de retenção com geometria prismática. ....	82
Figura 7.8 – Perfil da bacia de retenção com geometria prismática .....	82
Figura 7.9 – Bacia hidrográfica já com zonas urbanizadas (1 e 2) quando uma nova área 3 vai ser impermeabilizada. ....	83
Figura 7.10 – Área de influência da bacia de retenção 3 quando existe a área 2 já impermeabilizada. ....	84



Figura 7.11 – Isócronas na bacia hidrográfica urbanizada sem obstrução da linha de água. ....	87
Figura 7.12 – Bacia hidrográfica antes da nova urbanização. ....	87
Figura 7.13 – Bacia Hidrográfica depois da impermeabilização. ....	88
Figura 7.14 – Isócronas na bacia hidrográfica urbanizada com afectação da linha de água. ....	88
Figura 7.15 - Bacia hidrográfica depois da impermeabilização afectando a linha de água principal. ...	89
Figura 7.16 – Volume a armazenar nas situações em que o tempo de concentração não é influenciado pela urbanização (hipótese de não existir alteração do tempo de concentração). ....	90
Figura 7.17 – Volume a armazenar nas situações em que o tempo de concentração é influenciado pela urbanização. ....	90



## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 2.1 - Hidrograma na saída da bacia (Tucci 2003).	6
Gráfico 3.1 - Hidrograma de saída (adaptado de Laber 2001).	16
Gráfico 4.1 - Características do escoamento originado por uma precipitação uniforme numa bacia alongada (Ribeiro 1987).	30
Gráfico 4.2 – Características do escoamento originado por uma precipitação uniforme numa bacia arredondada (Ribeiro 1987).	31
Gráfico 4.3 – Características do escoamento originado por uma precipitação uniforme numa bacia ramificada ou radial (Ribeiro 1987).	31
Gráfico 4.4 - Características da vazão da bacia de acordo com a permeabilidade do solo (Ribeiro 1987).	32
Gráfico 4.5 – Curva exponencial da Intensidade – Duração – Frequência	37
Gráfico 4.6 - Curva Hiperbólica da Intensidade – Duração – Frequência.	37
Gráfico 5.1 - Variação do Risco (r) em relação ao intervalo de tempo em que o caudal é excedido (C).	52
Gráfico 5.2 – Período de Retorno. Critérios económicos. (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998).	52
Gráfico 6.1 – Coeficiente de vazão para escoamentos dos tipos I, II e III. Estrutura de entrada com bordos em aresta viva (adaptado de Bodhaine 1976).	68
Gráfico 6.2 – Aqueduto com os bordos de entrada arredondados. Correções ao coeficiente de vazão (adaptado de Bodhaine 1976).	68
Gráfico 6.3 – Aqueduto com os bordos de entrada bisel. Correções ao coeficiente de vazão (adaptado de Bodhaine 1976).	68
Gráfico 7.1 – Variação do caudal em função do tempo de concentração.	89
Gráfico 7.2 – Resultados obtidos automaticamente relativamente ao caudal de entrada e saída da bacia de retenção.	97
Gráfico 7.3 – Resultados obtidos automaticamente relativamente ao volume da bacia de retenção.	97
Gráfico 7.4 – Resultados obtidos automaticamente relativamente ao à altura do nível da água na bacia de retenção.	97
Gráfico 7.5 - Resultados obtidos automaticamente relativamente ao caudal de entrada e saída da bacia de retenção.	100
Gráfico 7.6 – Resultados obtidos automaticamente relativamente ao volume da bacia de retenção.	100
Gráfico 7.7 – Resultados obtidos automaticamente relativamente à altura de água na bacia de retenção.	100
Gráfico 7.8 – Volume específico armazenado.	104
Gráfico 7.9 – Volume armazenado.	105
Gráfico 8.1 – Variação do caudal devido à mudança do coeficiente de escoamento de 0,2 para 0,8.	108

Gráfico 8.2 – Variação do caudal devido à mudança do coeficiente de escoamento de 0,2 para 0,4. 109

Gráfico 8.3 – Variação do caudal devido à mudança do coeficiente de escoamento de 0,2 para 0,4 em toda a área da bacia hidrográfica. .... 109

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Classificação da precipitação de acordo com a origem meteorológica.....	34
Quadro 4.2– Tipo de Precipitações apresentado por Humphreys (Ribeiro 1987).....	35
Quadro 5.1– Valores de $\mu$ em função do grau de urbanização(Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998). ....	41
Quadro 5.2 – Valores de K em função da cobertura do solo (Ramos s.d.).....	44
Quadro 5.3 – Velocidades médias aproximadas de escoamento superficial (m/S) (adaptado de Chow e tal, 1998).....	45
Quadro 5.4 – Número de escoamento para regiões urbanas, suburbanas e agrícolas (Correia 1984).47	
Quadro 5.5 – Número de escoamento para regiões rurais (Correia 1984). ....	48
Quadro 5.6 – Definição das condições antecedentes de humidade (Correia 1984). ....	49
Quadro 5.7 – Condição de antecedente de humidade em função da precipitação total nos cinco antecedentes (Correia 1984).....	49
Quadro 5.8 – Correção do número de escoamento em função da condição antecedente de humidade (adaptado de SCS, 1973).....	50
Quadro 5.9 – Valores de P1 (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998). ....	53
Quadro 5.10 – Valores de P2 (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998). ....	54
Quadro 5.11 – Valores de P3 (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998). ....	54
Quadro 5.12 – Período de retorno mínimo a adoptar nas passagens hidráulicas (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998). ....	54
Quadro 5.13 – Valores médios do coeficiente C da fórmula racional para áreas urbanas (Chow 1964).55	
Quadro 5.14 – Valores médios do coeficiente C da fórmula racional em áreas agrícolas (Chow 1964).56	
Quadro 5.15 – Coeficiente de escoamento a utilizar no método racional (adaptado de Coupas, 1995).57	
Quadro 5.16– Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (Chow 1964). ....	60
Quadro 6.1 – Características dos diferentes tipos de dispositivos (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998).....	61
Quadro 6.2 – Tipos de escoamento através de aquedutos (adaptado de Bodhaine 1976 e de Fanché 1986). ....	63
Quadro 6.3 – Coeficiente de vazão. Escoamento tipo V. (adaptado do Bodhaine 1976 e de Frenche 1986). ....	69
Quadro 6.4 – Escoamentos tipo IV e VI. Coeficiente de vazão (adaptado de Bodhaine, 1976). ....	69
Quadro 7.1 - Coeficiente de Strickler( <a href="http://disciplinas.dcea.fct.unl.pt/hidraulica/a_textosapoio/acr/2006-H1-TEOR-13-PRESSAO-2-R0.pdf">http://disciplinas.dcea.fct.unl.pt/hidraulica/a_textosapoio/acr/2006-H1-TEOR-13-PRESSAO-2-R0.pdf</a> s.d.).....	76

Quadro 7.2- Dados para o dimensionamento da bacia de retenção. ....	92
Quadro 7.3 – Tabela de cálculo para dimensionamento da bacia de retenção.....	92
Quadro 7.4 – Resultados para o dimensionamento da bacia de retenção.....	95
Quadro A.1.1 – Parâmetros das curvas I-D-F (adaptado Matos e Silva, 1986).....	115
Quadro A.1.2- Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registradas em postos udográficos do Continente.(Rodrigues 1998). ....	116
Quadro A.1.3- Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registradas em postos udográficos do Continente.(Rodrigues 1998) .....	117
Quadro A.1.4- Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registradas em postos udográficos do Continente.(Rodrigues 1998) .....	118

## **ÍNDICE DE ESQUEMAS**

Esquema 3.1– Classificação das bacias de retenção enquanto Estrutura Física.....	9
Esquema 3.2 – Classificação quanto à finalidade da bacia de retenção. ....	17
Esquema 3.3 – Constituição física da bacia de retenção.....	18
Esquema 3.4 – Bacias de retenção em zona urbana.....	21
Esquema 3.5 – Processo para a execução das bacias de retenção.....	24
Esquema 4.1– Ciclo Hidrológico.....	28





## **SIMBOLOGIA**

A – área da bacia de drenagem

$A_c [m^2]$ : área crítica de escoamento;

$A_s$  - área da secção transversal da conduta

a,b- constantes da curva IDF

$A_c$  – área crítica de escoamento

$A_i$  – sub-área i de uma bacia hidrográfica de área total A

C – coeficiente de escoamento

$C_D$  – coeficiente de vazão

CN – número de escoamento segundo o SCS

$C_m$  – coeficiente de escoamento global médio

$C_w$  – coeficiente de vazão do descarregador

$C_1$  – coeficiente de escoamento correspondente à área urbanizada

$CN_i$  – número de escoamento segundo SCS para a sub-área i de uma bacia hidrográfica

D – diâmetro ou altura da secção transversal do aqueduto

G – aceleração da gravidade

Há – volume específico armazenado

$h_c$  – altura crítica

$h_1$  – altura da conduta

$h_2$  - altura a que está a crista do descarregador

$H_e$  – volume específico afluente (entrada)

$H_s$  – volume específico efluente (saída)

Hw – altura de água acima da soleira na secção de montante

I – intensidade de precipitação

$i_m$  – declive médio do curso de água principal da bacia

$I_u$  – intensidade da precipitação útil

K – factor de ajustamento em função do período de retorno

$K_s$  - coeficiente de Strickler, relacionado com a rugosidade da conduta

$L_b$  - comprimento da linha de água principal

$L_d$  - largura da crista do descarregador

n - coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning-Strickler

P – precipitação total

$P_u$  – precipitação útil

$q_e$  – caudal afluente

$q_s$  – caudal específico efluente

$Q_{dim}$  - caudal de dimensionamento

$Q'$  – caudal de projecto

$R$  - raio hidráulico

$S_0$  - inclinação da soleira do aqueduto

$T$  – período de retorno

$t$  – duração da precipitação total para a situação mais gravosa

$t_c$  – tempo de concentração

$t_d$  – tempo de duração da chuvada

$t_M$  – tempo ao fim do qual o volume armazenado é máximo

$U$  - velocidade média do escoamento;

$V$  – volume

$V_a$  – volume de armazenamento da bacia de retenção

$V_e$  – volume afluente

$V_s$  – volume efluente

$Y$  – risco

$\alpha_1$  - coeficiente de Coriolis

$\rho$  - massa específica

## **SIGLAS USADAS**

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

JAÉ – Junta Autónoma de Estradas

EPA – Environmental Protection Agency

BMP – Best Management Practices

PH – Passagem Hidráulica

I-D-F - Curvas intensidade – duração – frequência

SNIHR - Sistema Nacional de Informação dos Recursos Hídricos





# 1

## Introdução

O crescimento da impermeabilização dos solos, verificado nas últimas décadas e decorrente da massiva expansão urbana e da modificação dos padrões de ocupação e uso do solo, acarretou profundas alterações no ciclo hidrológico natural com subsequências preocupantes para o desenvolvimento equilibrado e estável do habitat humano.

Uma das preocupantes subsequências deste crescimento do solo impermeabilizado é o aumento dos caudais de ponta de cheia. De facto, ao aumento das urbanizações, conjuntamente com a destruição da flora pelo crescente número de incêndios e com as actuais políticas e processos de projecção e construção das redes de drenagem das águas pluviais a que ainda subjaz uma filosofia “*tout à l’égout*”, ou seja, escoar a água o mais rápido possível, equivale um cada vez mais perigoso aumento da frequência e magnitude das enchentes.

Exemplo desta falta de acuidade sobre o escoamento e drenagem das águas pluviais são as práticas frequentemente usadas nas vias de comunicação: não se precavendo, uma forte impermeabilização dos solos da bacia hidrográfica em questão, são correntemente usadas secções demasiado pequenas para as condutas que asseguram o atravessamento das linhas de água intersectadas. Esta incapacidade de vazão das condutas face aos novos caudais, mais especificamente a incapacidade de vazão das passagens hidráulicas que asseguram o atravessamento das linhas de água que intersectam a via de comunicação, implica o incorrer no risco de alagamento das próprias estradas.

Nestas situações, não bastará, contudo, redimensionar uma nova passagem hidráulica para os caudais actuais pois ao solucionar-se o problema de uma estrada a montante poder-se-á estar a perpetuar o mesmo problema nos aquedutos mais antigos e a jusante. Isto é, a nova estrada não será inundada pois a nova passagem hidráulica terá um diâmetro suficiente para escoar os novos caudais mas, as vias mais próximas da foz do rio, poderão ser inundadas devido à insuficiente capacidade de vazão face a toda a quantidade de água que passará a lá chegar. Para evitar a jusante caudais incompatíveis com as passagens hidráulicas mais antigas urge, portanto, a regularização de toda a linha de água com alteração dos aquedutos existentes a jusante, ou em alternativa, torna-se incontornável a construção de uma bacia de retenção.

A impossibilidade da construção destas bacias de retenção nas proximidades das passagens hidráulicas, por diversos motivos como o aparecimento de novas edificações, o custo da construção da própria infra-estrutura ser demasiado elevado (por exemplo o relevo do solo acarretar grandes

movimento de terra), por se tratar de uma zona protegida, etc., implica a previsão destas na interface das áreas urbanas vindouras, recentes ou antigas.

As bacias de retenção em si constituem um mecanismo de controlo, regularização e armazenamento das águas pluviais da bacia hidrográfica, questão que permite a restituição total ou parcial das águas a jusante com caudais compatíveis com os diâmetros das redes antigas. Para além deste efeito de amortecimento dos caudais de ponta, estas servem um outro propósito: o da resolução dos problemas relacionados com a ausência de pluviosidade. De facto a capacidade de armazenamento das águas pluviais permite a resolução de duas situações extremas e antagónicas: as cheias e as secas. Por último, se se tratar a água colectada, esta poderá ter um campo de aplicação bastante amplo e muito útil.

## **1.1 OBJECTIVOS DO ESTUDO**

A presente tese tem como objectivos principais:

- Compreensão e sistematização das metodologias de dimensionamento hidrológico e hidráulico;
- Facilitar o dimensionamento, através da apresentação de uma metodologia de cálculo, de uma bacia de retenção imediatamente a jusante de uma nova área impermeabilizada de modo a não sobrecarregar, pelo incremento de caudais, hidrologicamente as passagens hidráulicas existentes sob as vias de comunicação ainda que localizadas muito a jusante da área em causa.

## **1.2 RESUMO ESTRUTURAL DA TESE APRESENTADA:**

**Capítulo 2** – Utilidade das bacias de retenção: armazenamento de águas pluviais e outras funcionalidades;

**Capítulo 3** - Tipo de bacias de retenção: enumeração e classificação dos diferentes tipos de bacias de retenção em função da estrutura física e finalidade. Apresentação dos principais condicionantes e critérios de escolha de uma bacia de retenção e metodologia de projecção para a respectiva construção e manutenção.

**Capítulo 4** – Revisão de noções de hidrologia: análise dos diferentes factores fisiográficos e o modo como influenciam o caudal de cheia

**Capítulo 5** - Cálculo hidrológico: principais metodologias para determinação do caudal de ponta de cheia.

**Capítulo 6** - Cálculo hidráulico: os tipos de dispositivos de descarga e regulação de caudal que poderão ser usados nas bacias de retenção.

**Capítulo 7** – Metodologia de cálculo Proposta para o dimensionamento de uma bacia de retenção na própria urbanização, é desenvolvido e explicado a formulação do processo de cálculo proposto.

**Capítulo 8** – Conclusão.

## 2

### **Funcionamento das bacias de retenção**

#### **2.1 ENQUADRAMENTO GENÉRICO**

No contexto da gestão de águas pluviais, a crescente construção em leito de cheia, assim como a artificialização de linhas de água naturais, constituem dois casos de elevada importância, em que áreas privilegiadas de armazenamento e retenção do escoamento superficial são comutadas. Estas situações levam à diminuição do tempo de concentração das bacias de drenagem na proporção de 5 a 15 vezes (Desdobres 1989, in Matos 1999a). Segundo o mesmo autor, este fenómeno contribui com factor multiplicativo de 5 a 50 vezes no valor do caudal de ponta máxima.

Como consequência verifica-se o deficiente comportamento das redes de drenagem subdimensionadas, traduzindo-se em inundações frequentes de zonas baixas, desagregação de terrenos e habitações, etc.

A aplicação da bacia de retenção como técnica de controlo na origem, isto é, controlando as águas a montante da rede de drenagem retendo-as temporariamente de forma a reduzir a afluência de água pluvial durante o período de caudal máximo, é a técnica aqui apresentada como solução a estes problemas.

Este sistema de gestão do escoamento é multifuncional, pois, para além de permitir reduzir o pico de escoamento evitando as perturbações a jusante, pode ainda permitir a redução da carga poluente do escoamento, o controlo da erosão, o melhoramento da paisagem e o seu uso recreativo, o armazenamento de água para combater incêndios, a recarga de aquíferos, o fornecimento de água para rega de pequenas parcelas de terrenos, entre outras aplicações. Note-se que, face à crescente necessidade de água, as pequenas unidades de armazenamento têm um papel que é particularmente importante em zonas não servidas por sistema de rega.

#### **2.2 FUNCIONALIDADES**

##### **2.2.1 CRIAÇÃO DE ESPELHO DE ÁGUA COM INTERESSE ESTÉTICO.**

Esta função das bacias de retenção torna a sua aplicação do agrado dos arquitectos e dos urbanistas tanto para obras públicas como para obras privadas. Muitos dos pequenos e grandes lagos existentes em parques, jardins e praças em cidades reúnem condições para funcionarem como bacias de retenção.



Figura 2.1- Bacia de retenção ([www.cleanwaterhonolulu.com](http://www.cleanwaterhonolulu.com) 2007).

### 2.2.2 CRIAÇÃO DE PÓLOS DE INTERESSE RECREATIVO E TURÍSTICO

Permite a criação de zonas de lazer proporcionadas quer pela bacia (exemplo: pesca, canoagem, etc.) quer pela zona envolvente á bacia (por exemplo: piqueniques, passeios, prática de desporto, etc.).



Figura 2.2 – Bacia de retenção (<http://ulisses.cm-lisboa.pt/data/002/003/003/B11/imagens/ambiente3> 2007).

### 2.2.3 PROTECÇÃO DO AMBIENTE

Não se proceder ao tratamento adequado das águas pluviais, devido ao conceito tradicional, incorrecto de que a água da chuva não transporta poluentes, ou seja, a descarga directa de sistemas para o meio receptor pode acarretar uma serie de problemas de índole ambiental, nomeadamente aumento de sólidos em suspensão, diminuição do oxigénio dissolvido, aumento da carga bacteriológica e contribuição para a ocorrência de eutrofização do meio (ASCE e WEF, 1992).

A diminuição da poluição das águas pluviais pode ser alcançada através de diversos processos físicos, químicos e microbiológicos que são aplicados na bacia alcançando assim o melhoramento da qualidade da água.





Figura 2.3 – Processo de tratamento biológico numa bacia de retenção (Lindenhurst 2007).



Figura 2.4 – Bacia de retenção (Sherly Chacon 2007).

#### 2.2.4 REDUÇÃO DOS RISCOS DE INUNDAÇÃO

A canalização das águas pluviais promove muitas vezes a deslocação da inundação de um lugar para outro na bacia. Esse processo, em geral, ocorre como é apresentado na Figura 2.5.

**Fase 1:** A bacia começa a ser urbanizada de forma distribuída, com maior adensamento a jusante, aparecendo no leito natural, os locais de inundação devido ao estrangulamento ao longo do curso do rio principal.

**Fase 2:** As primeiras canalizações são executadas a jusante com base na urbanização actual, aumentando o hidrograma a jusante, parte da inundação é contida pelas áreas que a montante, que actuam com o efeito de um reservatório de amortecimento da enchente.

**Fase 3:** O maior adensamento urbano, leva as autarquias a continuar o processo de canalização para montante. Quando o processo se completa, ou mesmo antes de se completar, as inundações retornam a jusante.

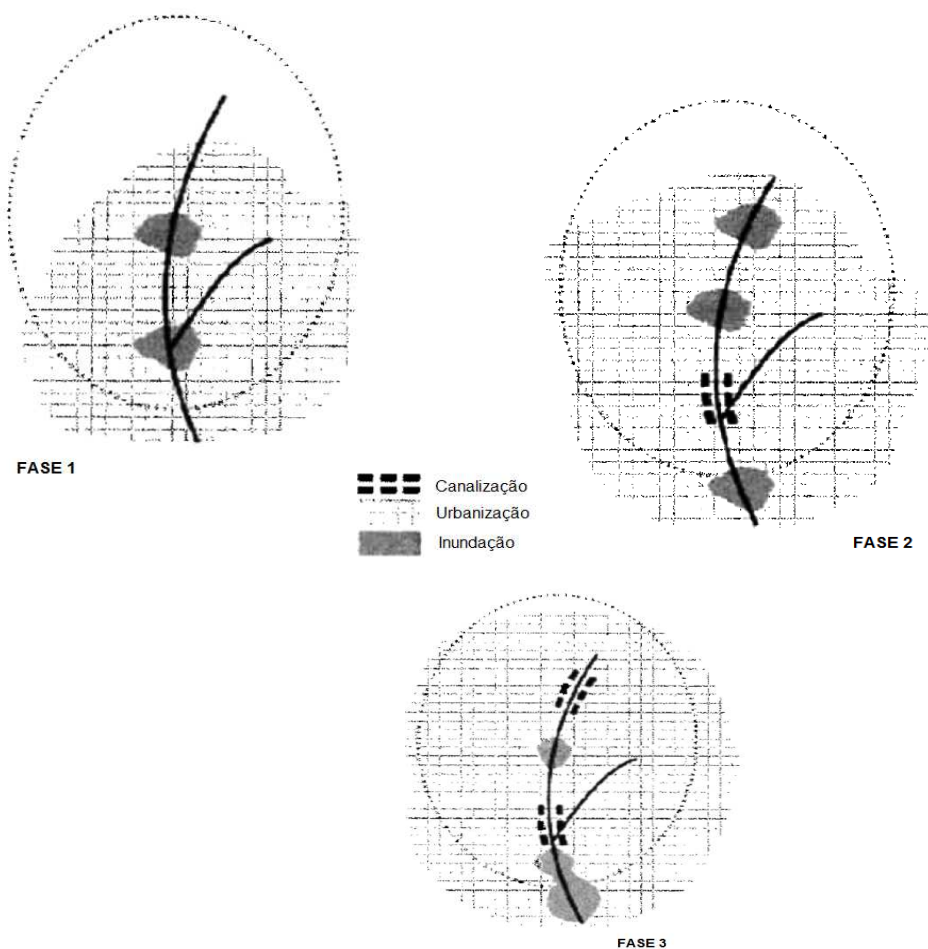


Figura 2.5 – Fases do desenvolvimento da drenagem (Tucci 2003).

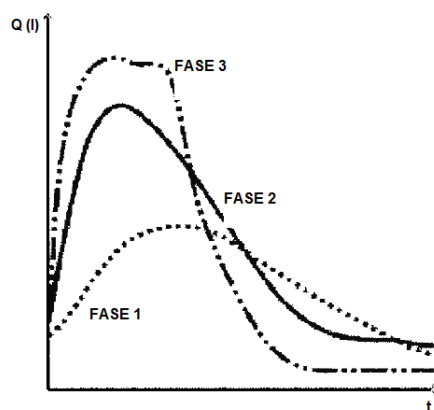


Gráfico 2.1 - Hidrograma na saída da bacia (Tucci 2003).

### 2.2.5 EVITAR A REMODELAÇÃO DA REDE DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS.

A consequência da ideia de que o dimensionamento da rede de drenagem se deve basear no conceito “*tout à l’égout*” é o aumento das inundações a jusante. Para suportar o transporte de um novo caudal superior ao do dimensionamento devido à impermeabilização dos solos, é necessário ampliar a

capacidade dos colectores ao longo de todo o seu trajecto dentro da cidade até um local onde o seu efeito não atinja a população.

As bacias de retenção permitem evitar obras de remodelação ou de reforço da rede de drenagem de água pluviais em zonas onde estas se encontram subdimensionadas. O absurdo destes projectos leva a custos insustentáveis, sendo a utilização de bacias de retenção, uma das possíveis soluções para evitar a substituição da rede colectora a jusante.

#### 2.2.6 DIFERIR NO TEMPO O ACESSO DE CAUDAIS INCOMPATÍVEIS COM AS PASSAGENS HIDRÁULICAS EXISTENTES

As bacias de retenção permitem evitar que sejam ultrapassados os limites da capacidade de vazão das passagens hidráulicas, modificando os caudais efluentes suplementares em variações de altura de água na bacia de retenção.



Figura 2.6 – Bacia de retenção em zona industrial (Setafford Texas – E.U.A. 2007).

#### 2.2.7 CRIAÇÃO DE RESERVAS DE ÁGUA PARA REGA

A bacia de retenção permite o armazenamento de água para combate a incêndios e o fornecimento de água para rega de pequenas parcelas de terrenos agrícolas e outras actividades agro-pecuárias.

Para atender às necessidades de rega ou agropecuárias o volume da bacia é dimensionada em função das culturas que irão usufruir da rega, da eficiência do método de rega, das perdas (infiltração, evaporação), da afluência prevista, do consumo por parte de animais, etc.



Figura 2.7 – Bacia de Retenção (Iowa District – E.U.A. 2007).

#### 2.2.8 CRIAÇÃO DE RESERVAS DE ÁGUA PARA COMBATE A INCÊNDIOS

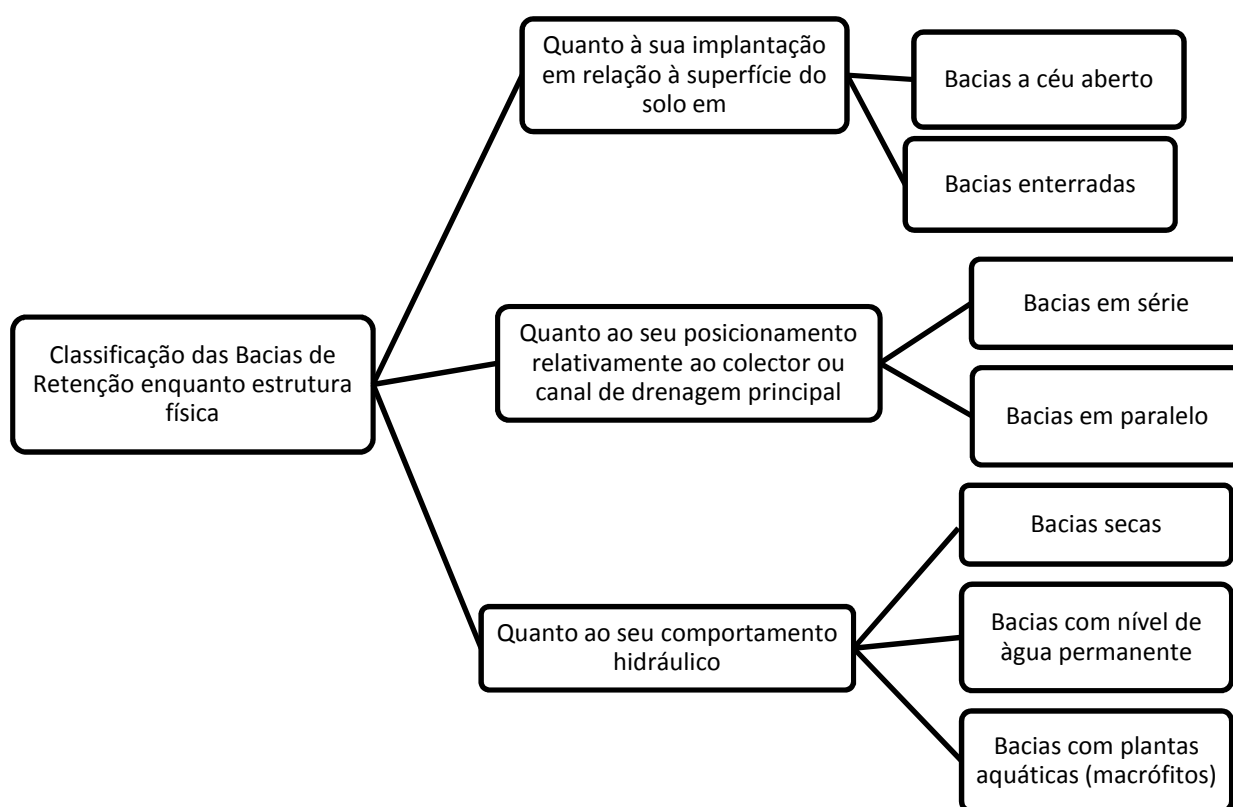
Face à crescente necessidade de água, as pequenas unidades de armazenamento podem ter um papel fundamental no combate aos incêndios.

O armazenamento permanente exige um estudo mais profundo acerca das características do solo visto que se pretendem evitar. Solos com índices de plasticidade superior a 10% e espessura não inferior a 920 mm não conduzem a perdas significativas de água desde que a profundidade de armazenamento seja inferior a 3.0 metros (Lima, 2003).

# 3

## Tipos de Bacias de Retenção

### 3.1 CLASSIFICAÇÃO ENQUANTO ESTRUTURA FÍSICA



Esquema 3.1– Classificação das bacias de retenção enquanto Estrutura Física.

#### 3.1.1 BACIAS A CÉU ABERTO

As bacias a céu aberto de um modo geral são construídas em terra, com taludes reforçados ou diques com protecção lateral. Podem resultar de simples intercepção de uma linha de água em local de

fisiografia favorável, através de uma pequena barragem ou açude, ou de zonas em depressão natural com solos de resistência e características adequadas.

A sua aplicação é feita numa abordagem integrada de drenagem pluvial de infra-estruturas rodoviária.

Este tipo de bacias está, geralmente ligadas a preocupações de integração paisagística e de valorização de áreas de lazer e tempos recreativos.



Figura 3.1 - Bacia de retenção a céu aberto (Virginia-E.U.A. 2007).

As bacias com nível de água permanente podem ser em série ou em paralelo.

### 3.1.2 BACIAS ENTERRADAS

As bacias enterradas como o próprio nome indica, são estruturas situadas abaixo do nível do solo. Estas estruturas são normalmente em betão armado à semelhança de reservatórios de água ou em materiais sintéticos como mostra a Figura 3.2. Devido à localização é indispensável o recurso a sistemas de bombagem para o esvaziamento da bacia após o período de chuvada.

Devem estar subjacentes a áreas públicas, como por exemplo: jardins ou parques de estacionamento.

De um modo geral estas bacias são colocadas em paralelo.



Figura 3.2 – Bacia de retenção e percolação de águas pluviais, capacidade 300l (Batiproduits 2007)

### 3.1.3 BACIAS EM SÉRIE

As bacias em série são aquelas que se situam no alinhamento directo do colector ou canal de drenagem afluente, interceptando-o. Neste caso o escoamento afluente passa pela bacia de drenagem. Este tipo de bacias tende a ser bacias com o nível de água permanente.

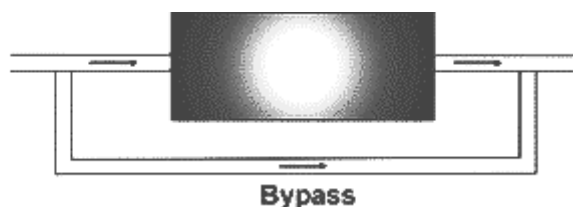


Figura 3.3– Bacia de retenção em série (Mata Lima;Silva; Raminhos 2006).

### 3.1.4 BACIAS EM PARALELO

As bacias em paralelo são aquelas que se localizam paralelamente ao colector ou canal afluente. Neste caso nem todo o escoamento de montante aflui à bacia, sendo a passagem feita normalmente através de um descarregador lateral.

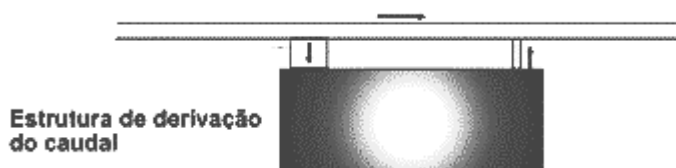


Figura 3.4– Bacia de retenção em paralelo (Mata Lima; Silva; Raminhos 2006).

Normalmente estas bacias são de menor dimensão e exigem menores custos de manutenção por serem menos afectadas pela cumulação de sedimentos.

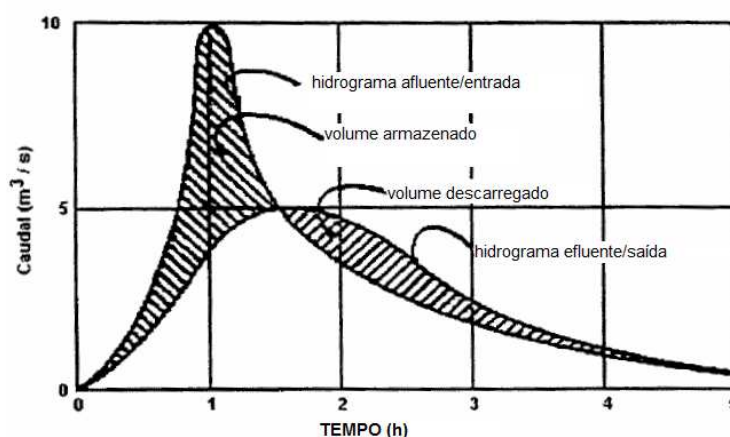


Figura 3.5 – Hidrograma do escoamento afluente e efluente de uma bacia em série (JAE 1998).



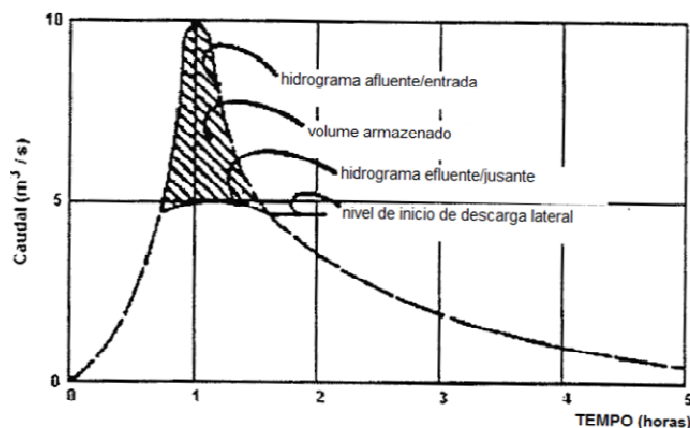


Figura 3.6 – Hidrograma do escoamento afluente e efluente de uma bacia em paralelo (JAE 1998).

Os hidrogramas de escoamento de entrada e de saída são distintos nos dois tipos de bacias.

### 3.1.5 BACIAS SECAS

As bacias secas são concebidas para permanecerem a maior parte do tempo sem água, acumulando-a apenas num período relativamente curto que se sucede à chuvada (duração máxima da ordem de alguns dias) correspondentes a precipitações mais ou menos significativas.

Para a implantação da bacia é condicionante o nível freático máximo atingido em período de chuva, o qual deve situar-se abaixo da cota de fundo da bacia.

Se o nível freático atingir esta cota corre-se o risco de criação de zonas pantanosas com os inconvenientes resultantes da proliferação de insectos.

Um caso particular das bacias secas são as designadas bacias de infiltração caracterizadas pelo facto da descarga ou esvaziamento se processar apenas por infiltração no solo, sem complemento de dispositivos de drenagem para jusante.

Para além das funções de armazenamento das águas pluviais, as bacias secas podem ter outras funções tais como áreas de jogos e práticas desportivas, parques de lazer e espaços verdes, que podem ser desfrutadas na altura em que a bacia permanece seca.





Figura 3.7 – Bacia de retenção do tipo seca (Bernad 2007).



Figura 3.8 - Bacia de Retenção de caudais em cheia do tipo seca (Algueirão - Mem Martins - Concelho de Sintra 2007).

### 3.1.6 BACIAS COM O NÍVEL DE ÁGUA PERMANENTE

As bacias com o nível de água permanente são concebidas, ao contrário das bacias secas, para permanecerem com água mesmo em períodos de ausência de precipitação. Neste caso o nível freático é atingido em tempo seco. Este facto é condicionante, sendo conveniente que o nível freático se situe a uma cota superior ao da cota de fundo da bacia, assegurando-se assim uma alimentação permanente.

Em alternativa, poderá ter-se a necessidade de dispor de uma bacia de fundo impermeável, do tipo natural ou artificial.

Para este tipo de bacia é necessário um estudo do balanço entre as afluências (escoamento pluvial afluente, alimentação da toalha freática) e efluências do escoamento (evaporação, infiltração, escoamento para jusante) de forma a garantir a existência de um nível de água satisfatório sob o ponto de vista quantitativo e qualitativo.

Esta solução implica custos de investimento e de exploração mais elevados, comparativamente com as bacias a seco, e está condicionada a uma alimentação de água por parte do aquífero subjacente.



Figura 3.9 – Bacia de retenção do tipo com água a nível permanente (Osłonki - Polónia 2007).

### 3.1.7 BACIAS COM PLANTAS AQUÁTICAS (MACRÓFITOS)

Na actualidade a importância de um desenvolvimento sustentável com recursos naturais tem cada vez mais peso nas decisões políticas. O uso de macrófitos em bacias de retenção permite o tratamento de águas pluviais de uma forma natural recorrendo às necessidades de alimentação das plantas.

Este tipo de bacias além de permitir o tratamento de águas pluviais sem recorrer a produtos químicos, facilita um amortecimento considerável do caudal. As águas pluviais retidas na bacia são absorvidas pelas raízes dos macrófitos, além disso as raízes destas plantas tornam-se obstáculos ao escoamento da água aumentando o tempo de permanência da água na bacia permitindo uma maior evapotranspiração. Este facto é ampliado devido à geometria e funcionamento destas bacias que são pensadas para que a água desde que entra na bacia até sair, tenha que percorrer um trajecto sinuoso, de forma a aumentar a sua estadia na bacia.

A manutenção das bacias de retenção com macrófitos é simples: uma limpeza adequada da bacia e atenção ao desenvolvimento da vegetação por pessoas especializadas é suficiente para que a bacia tenha um bom desempenho.

A área necessária para este tipo de bacias armazenar um determinado volume é superior ao de outras bacias já vistas.

Existem diferentes tipos de bacias de retenção com macrófitos, de acordo com o tipo de vegetação que está presente na mesma.

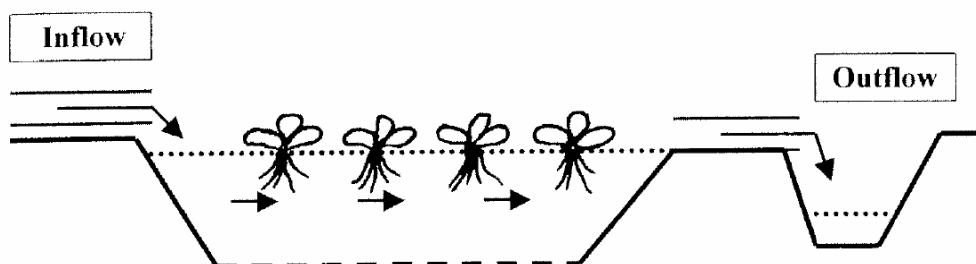


Figura 3.10 - Bacia de retenção com macrófitos de livre flutuação à superfície da água (Veríssimo Dias 2003).

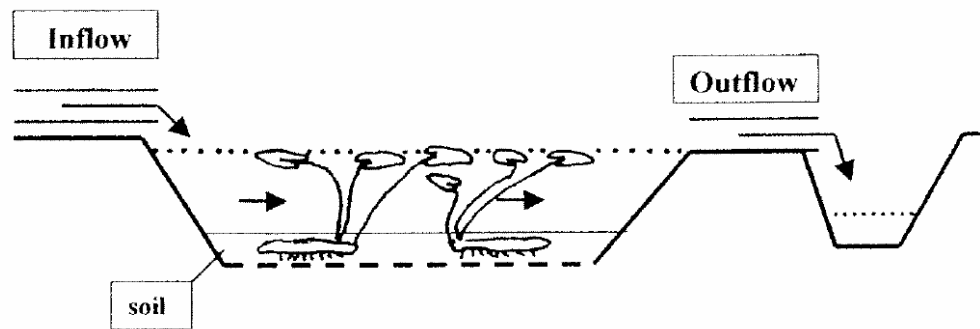


Figura 3.11 - Bacia de retenção com macrófitos com folhas flutuantes (Veríssimo Dias 2003).

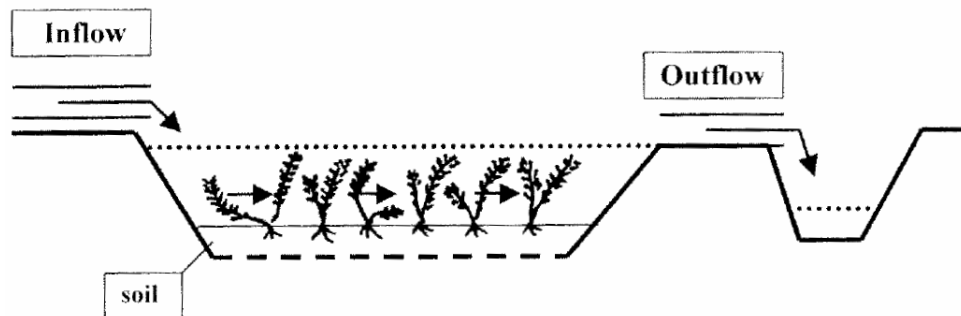


Figura 3.12 - Bacia de retenção com macrófitos submersos (Veríssimo Dias 2003).

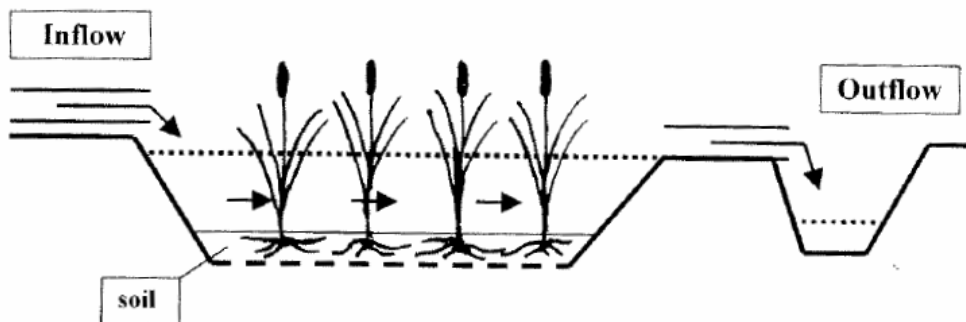


Figura 3.13 - Bacias de retenção com a superfície da água livre (Veríssimo Dias 2003).

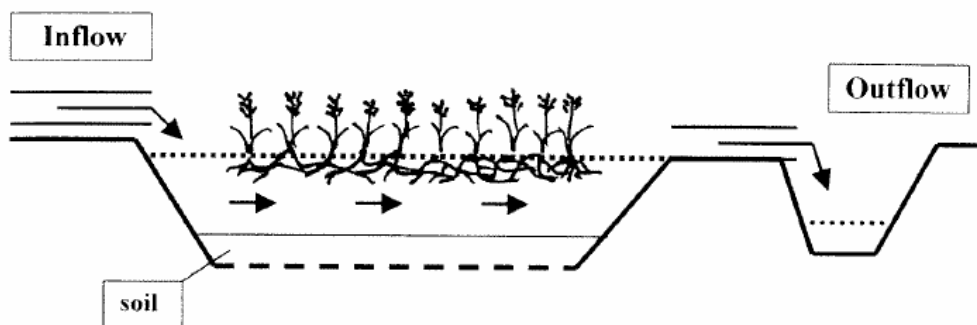


Figura 3.14 - Bacias de retenção com tapetes de macrófitos emergentes (Veríssimo Dias 2003).

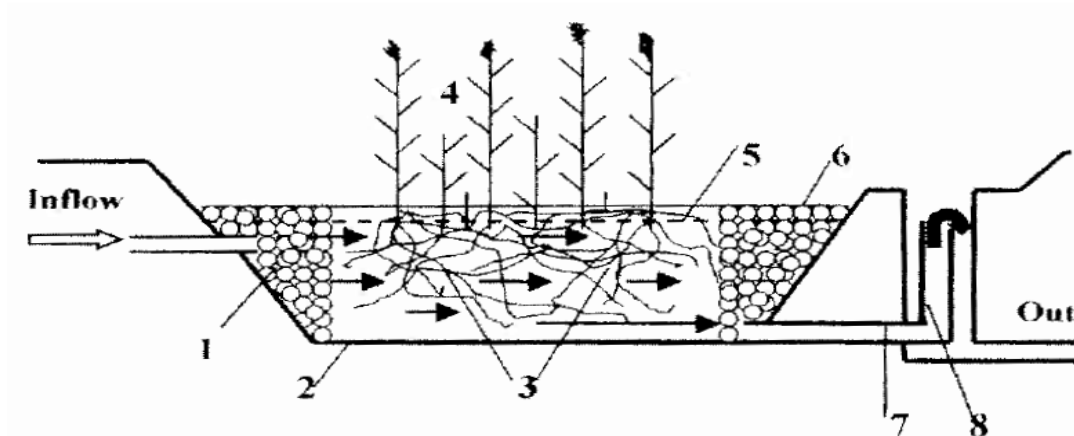


Figura 3.15 - Bacias de retenção com sub-superfície de fluxo; 1- zona de distribuição da água repleta de grandes pedras; 2 – base impermeável; 3 – zona média com cascalho ou pedras esmagadas; 4 – vegetação; 5 – nível de água no leito; 6 – zona de recolha da água, repleta de pedras de grandes dimensões; 7 – tubo de drenagem; 8 – estrutura eléctrica para manutenção do nível de água no leito. As setas indicam apenas o fluxo padrão (Veríssimo Dias 2003).

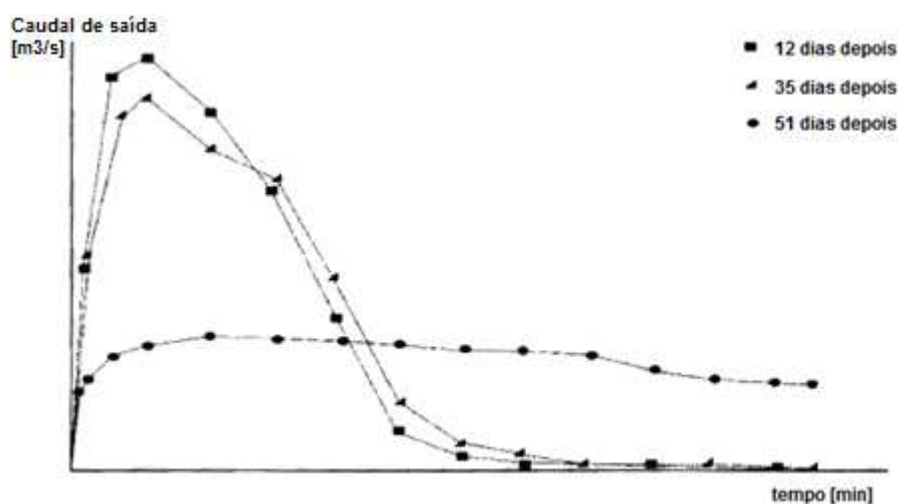
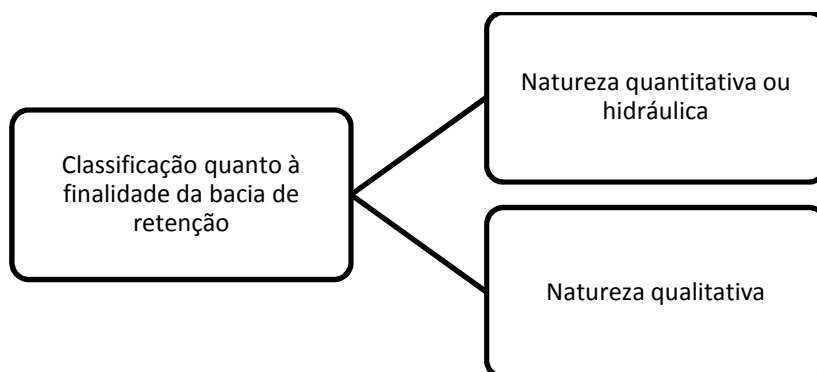


Gráfico 3.1 - Hidrograma de saída (adaptado de Laber 2001).

Graficamente verifica-se que a capacidade dos macrófitos amortecer o caudal de saída aumenta com o decorrer do tempo, pois o caudal máximo aos 51 dias é muito inferior ao caudal máximo dos 12 dias.

### 3.2 CLASSIFICAÇÃO QUANTO À FINALIDADE



Esquema 3.2 – Classificação quanto à finalidade da bacia de retenção.

#### 3.2.1 NATUREZA QUANTITATIVA OU HIDRÁULICA

A bacia de retenção é em geral, de natureza quantitativa ou hidráulica. Ela destina-se utilizar temporariamente uma capacidade de armazenamento disponível, para efeitos de regularização de caudais, tendo em vista o amortecimento ou redução do caudal de ponta para jusante, que deve ser compatibilizado com a capacidade limite do meio do receptor.

#### 3.2.2 NATUREZA QUALITATIVA

O efeito do armazenamento, confere à bacia de retenção um papel de natureza qualitativa, ou seja, permite um melhoramento da qualidade das águas pluviais armazenadas, essencialmente por efeito de decantação dos materiais sólidos em suspensão (SST, sólidos suspensos totais), cuja a eficiência está directamente ligada com o tempo de retenção ou tempo de armazenamento.

O processo de compatibilização da primeira finalidade com a segunda não se mostra tarefa fácil.

Devido a este facto o dimensionamento das bacias de retenção deve ser realizado em duas fases, que se seguem:

1º Dimensionamento hidráulico.

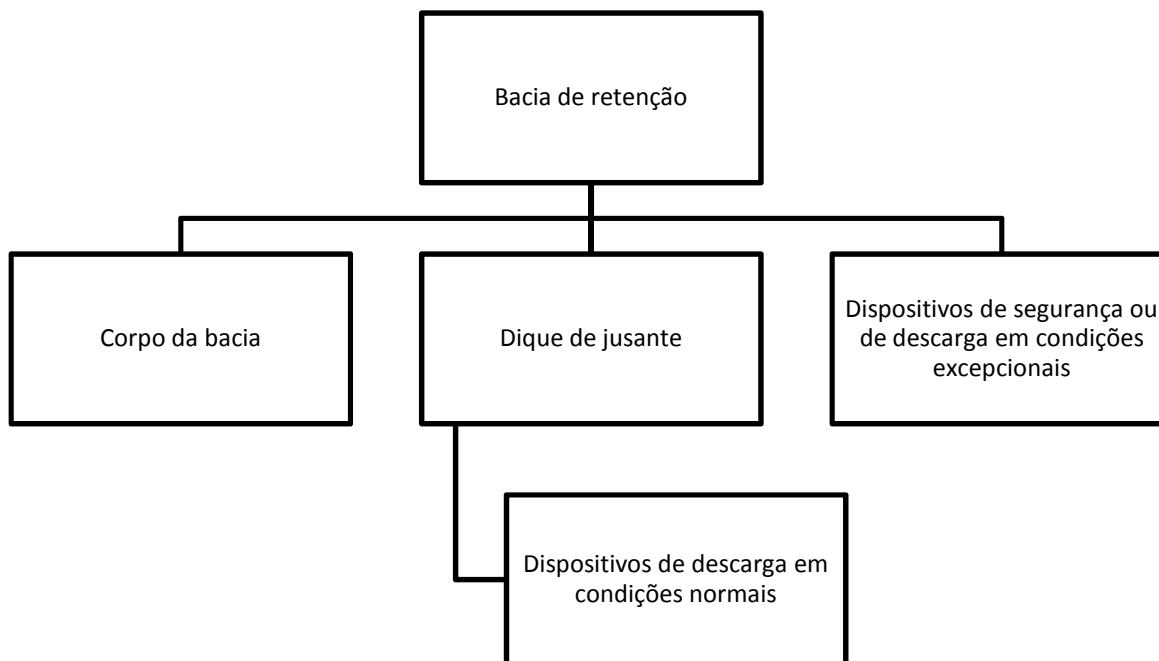
Nesta fase calcula-se o volume necessário ao armazenamento do caudal afluente que corresponderá a uma determinada precipitação num determinado período de retorno, tendo em atenção que o caudal efluente não ultrapasse o valor limite estabelecido.

2º Verificação dos efeitos de redução da poluição de natureza permanente.

Esta fase está associada à ocorrência frequente de chuvadas.

### 3.3 CONSTITUIÇÃO FÍSICA DE UMA BACIA DE RETENÇÃO

Independentemente do seu tipo, a bacia de retenção é constituída geralmente da seguinte forma:



Esquema 3.3 – Constituição física da bacia de retenção.

**Corpo da bacia:** inclui o fundo e bermas ou taludes laterais.

**Dique de jusante:** estrutura linear, cuja elevação condiciona a altura máxima de retenção e onde se instalam os dispositivos de descarga em condições normais.

**Dispositivos de descarga em condições normais:** colectores, orifícios, válvulas.

**Dispositivos de segurança ou de descarga em condições excepcionais:** descarregador de superfície.

Em termos geométricos nas bacias secas o fundo deverá ser construído com uma inclinação de 5% ou superior, para evitar a formação de zonas pantanosas, enquanto que, para os taludes das bermas é aconselhável a adopção de inclinações máximas de 1/6 ou 1/2, nos casos de acessibilidade ou não acessibilidade ao público, respectivamente.

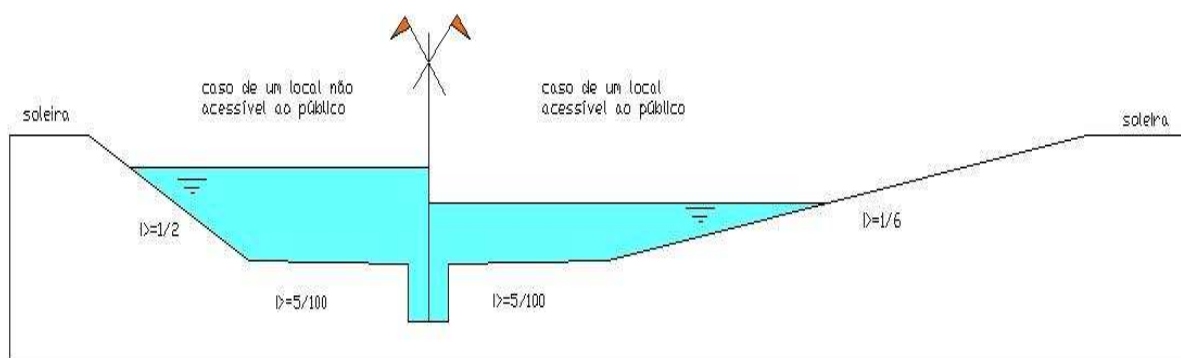


Figura 3.16 – Bacia de retenção do tipo seca.

Em termos geométricos, nas bacias com nível de água permanente é recomendável a existência de uma altura de água de 1,5 metros em tempo seco, para evitar o desenvolvimento de plantas aquáticas e para assegurar a vida piscícola. Se a bacia esta integrada numa zona acessível ao público, convém assegurar uma gama de variação do nível de água com limite de 0,5 metros, para precipitação de período de retorno escolhido, e assegurar um tratamento conveniente das bermas, incluindo, designadamente:

- Um talude relvado de pequena inclinação (inferior a 1/6);
- um paramento vertical de 0,75 metros (ao longo do qual se exercem as variações de nível da superfície);
- uma passagem horizontal, de 2 a 4 metros de largura, no fim do paramento vertical, essencialmente por questões de segurança.

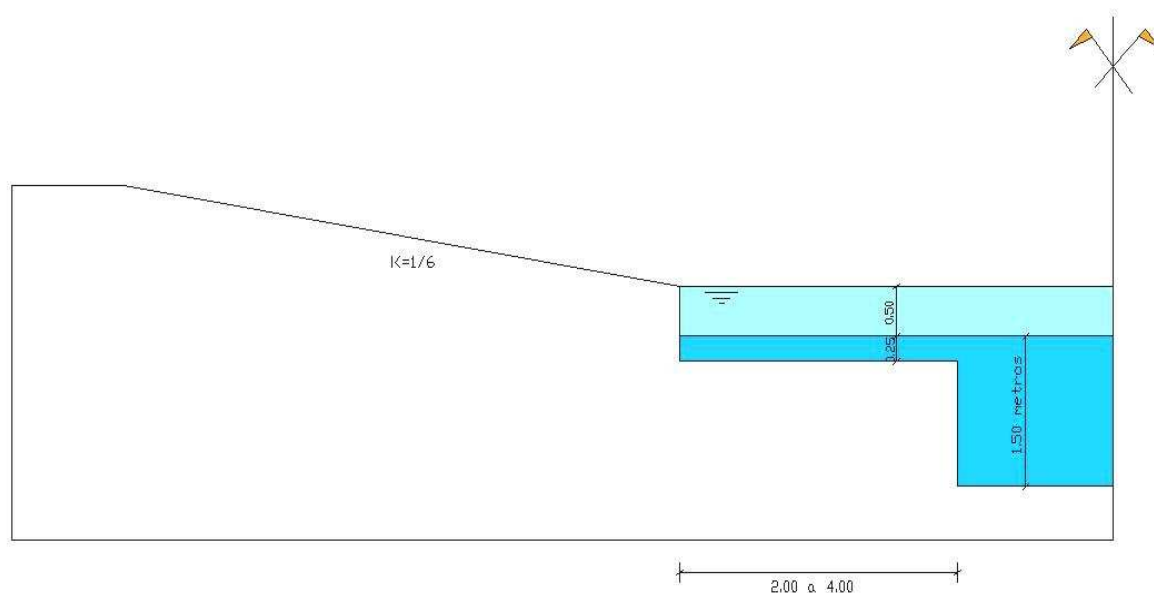


Figura 3.17 – Bacia de retenção do tipo com nível de água permanente.





Figura 3.18 – Bacia de retenção do tipo seca (Lambet - St. Louis - E.U.A., 2007).



Figura 3.19 – Bacia de retenção do tipo com água a nível permanente (Marathon Couty Landfill 2007).

### **3.4 PRINCIPAIS CONDICIONANTES E CRITÉRIOS DE ESCOLHA**

A opção do tipo de bacia de retenção a utilizar, particularmente entre a bacia do tipo seca e a do tipo com água permanente, sujeita-se a vários factores, nomeadamente efeitos do ponto de vista hidráulico e ambiental, volumes de armazenagem mínimos necessários, utilização em termos de integração paisagística, acessibilidades, custos, etc., mas existem condicionantes fundamentais, tanto do ponto de vista geológico e hidrológico, que decorrem da caracterização do solo e permite estudar as variações do nível freático no local onde se prevê a instalação da bacia.

#### **3.4.1 BACIA DE RETENÇÃO DO TIPO SECA**

Na implantação de uma bacia seca é condicionante que o nível máximo atingido pela recarga dos aquíferos, em períodos de precipitação, se verifique abaixo da cota do fundo da bacia. Se este nível for atingido pelas águas corre-se o risco da criação de zonas pantanosas com os inconvenientes já



referidos. Paralelamente cria-se a necessidade de estimar os riscos da eventual degradação da qualidade daqueles aquíferos originada por efeitos de poluição accidental. Neste caso é necessário tomar as respectivas medidas de modo assegurar a sua qualidade e protecção.

Um caso particular das bacias secas é a bacia de infiltração. A implantação desta é aconselhada em situações onde não se dispõe de meio receptor, a sua capacidade é demasiadamente reduzida ou ainda quando os solos apresentam elevada permeabilidade. A infiltração dá-se através do fundo, das bermas ou dos taludes laterais, sendo usualmente construídas em escavação de forma a evitar quaisquer riscos de rotura de diques. É desaconselhado o uso deste tipo de bacias em situações de vulnerabilidade de aquíferos cuja qualidade deve ser preservada, acautelando o risco de contaminação (caso de aquíferos com potencialidades de exploração ou em zonas de captação de água para consumo humano).

### 3.4.2 BACIA DE RETENÇÃO DO TIPO COM ÁGUA A NÍVEL PERMANENTE

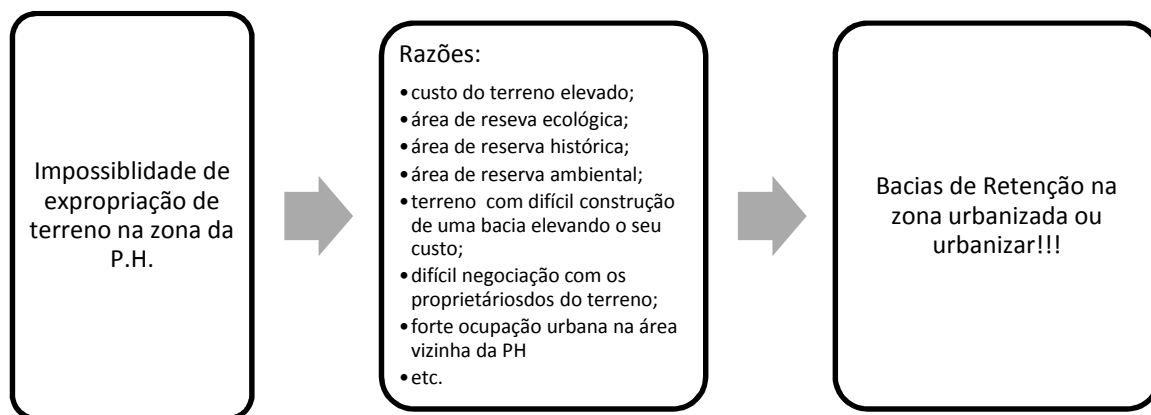
Na implantação de uma bacia com nível de água permanente é necessário assegurar que a cota de fundo se situa em formação permeável e em condições hidrogeológicas tais que o nível freático do aquífero, em tempo seco, atinja uma cota superior à cota de fundo da bacia, assegurando uma alimentação permanente ou, alternativamente, dispor de um fundo impermeável, do tipo natural ou artificial.

Este tipo de bacias não deverá ser concebido sem se tomarem as devidas precauções, prevendo-se dispositivos eficazes de protecção e, eventualmente, meios artificiais de arejamento ou mesmo alimentação em períodos secos.

### 3.5 BACIAS DE RETENÇÃO EM ZONAS URBANAS

A nível rodoviário quando não é possível a expropriação de uma determinada área de terreno na proximidade da passagem hidráulica sub dimensionada para assegurar uma bacia de retenção, é essencial quando se efectua a impermeabilização de uma zona, prever nessa zona uma bacia de retenção para deferir no tempo o caudal em excesso.

Esta solução, isto é, as bacias de retenção em zonas urbanas ou a urbanizar, é analisada nesta dissertação, com particular interesse.



Esquema 3.4 – Bacias de retenção em zona urbana.

### 3.5.1 BACIAS DE RETENÇÃO EM ZONAS URBANAS – DIFICULDADES

A execução e implantação das bacias de retenção são influenciadas pelo meio onde se inserem. Os factores restritivos, a serem considerados, são os efeitos ambientais que variam de acordo com o meio, caso ele seja rural, semi-rural ou urbano.

De acordo com os meios, adequam-se os critérios sociais, arquitectónicos e naturais que determinaram várias orientações relativas à sua disposição.

Contrariamente às bacias enquadradas num meio rural, onde o seu contexto será considerado normal, as bacias localizadas em zonas urbanas situam-se num meio rígido e artificial provocado pela presença das edificações e infra-estruturas.

Outros factores relevantes inerentes ao espaço da localização da bacia entram aqui em jogo, como a presença e circulação de peões, a interacção de diferentes habitats (habitações, serviços e por vezes indústrias) e os custos do terreno. Todos estes factores determinam o local assim como as condições a adoptar na sua implantação.

A implantação das bacias de retenção em zonas urbanas apresenta, de um modo geral, as seguintes dificuldades:

- Necessidade de espaço, que normalmente escasseia em cidades já consolidadas, factor afixado pelo facto deste tipo de infra-estrutura ocupar áreas consideráveis; é necessário então que a sua holística seja estudada em simultâneo com o planeamento territorial;
- custo do terreno e especulação imobiliária;
- exigência de manutenção mais frequente na cidade (dispositivos de limpeza);
- tipos de vegetação;
- dispositivos de vedação e segurança.

Grande parte destas dificuldades é anulada quando, antecedendo a construção de urbanização se planeia uma bacia de retenção imediatamente a jusante da zona a edificar, ou seja, ainda longe da passagem hidráulica da via de comunicação. Este procedimento deverá ser previsto pelo PDM (Plano Director Municipal) da zona a edificar.

### 3.5.2 INTEGRAÇÃO PAISAGÍSTICA DA BACIAS A CÉU ABERTO

As bacias a céu aberto constituem um elemento marcante na paisagem, sobretudo quando inseridas em meio urbano.

A sua integração, dependendo das suas características físicas, em espaços de lazer ou infra-estruturas de valorização do ambiente pode apresentar-se impossível. Neste caso as bacias transformem-se em elementos perturbadores do meio, sendo então necessário prever estratégias que permitam a fluidez e continuidade do equilíbrio do tecido urbano.

Torna-se assim importante que as bacias sejam sempre objecto de estudo arquitectónico e paisagístico de forma a encontrar soluções para um melhor enquadramento.

A integração da paisagem na topografia do terreno deve ser cuidada para que o desenvolvimento urbano não seja bloqueado por estas estruturas.

### **3.6 METODOLOGIA DO PROJECTO PARA A EXECUÇÃO DAS BACIAS DE RETENÇÃO**

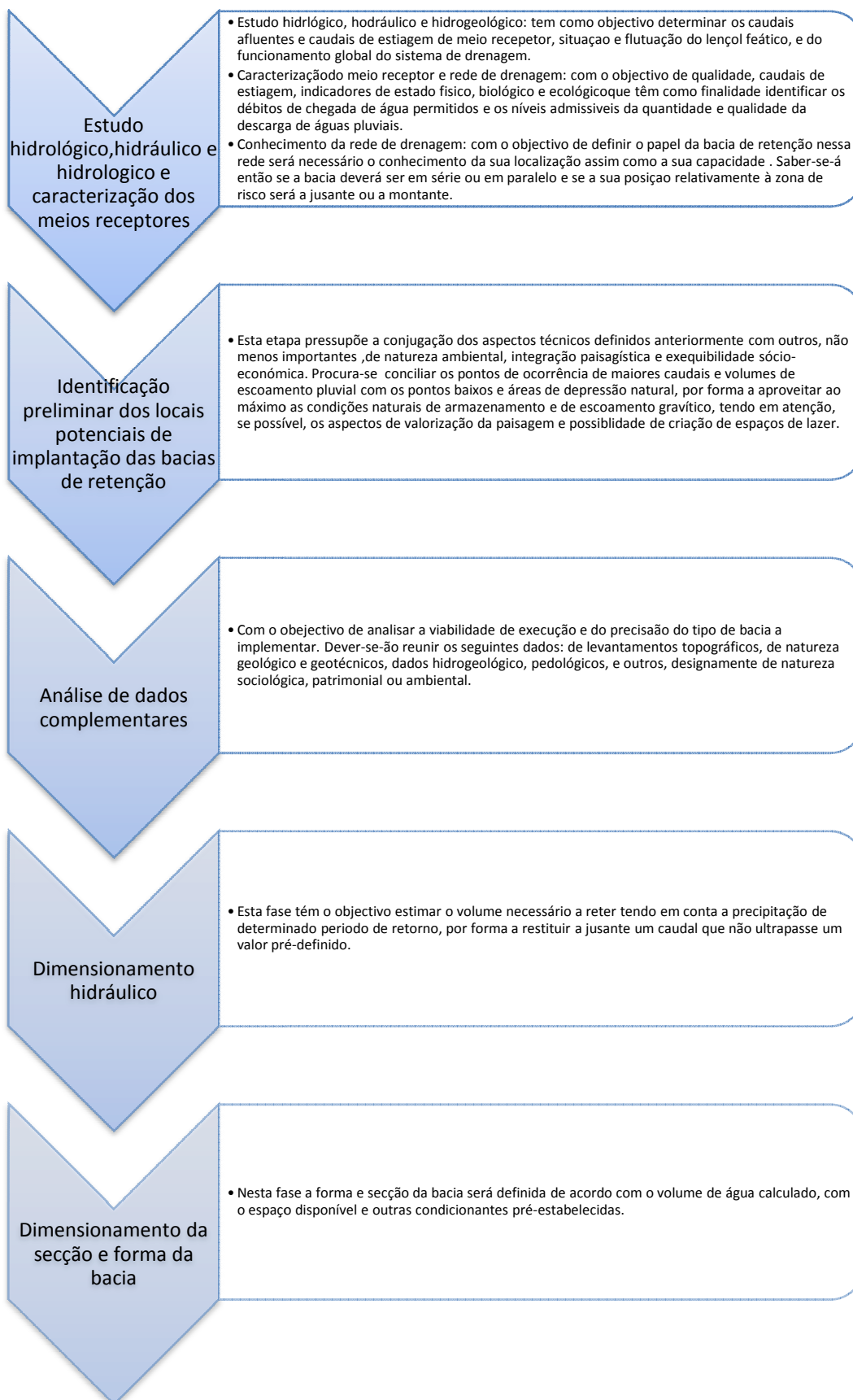


Figura 3.20 – Bacia de retenção em construção (Camdencouty M.U.A. – E.U.A. 2007).



Figura 3.21 – Bacia de retenção após a construção (Camdencouty M.U.A. – E.U.A. 2007).

Todo o projecto assim como a concepção das bacias, prevê uma abordagem metodológica de acordo com as seguintes etapas sequenciadas:



Esquema 3.5 – Processo para a execução das bacias de retenção.

### **3.7 MANUTENÇÃO DA BACIA DE RETENÇÃO**

O objectivo da manutenção, em qualquer obra, é possibilitar que estas apresentem um correcto desempenho ao longo do seu período de vida útil.

Em bacias de retenção, uma boa manutenção permite que a bacia disponha de um volume disponível de armazenamento no início das chuvadas críticas e, em paralelo, contribuir na melhoria da qualidade das águas armazenadas. Deve ainda favorecer as actividades recreativas e de lazer nas bacias que estejam também vocacionadas para isto.

O grau de tratamento e a frequência da manutenção depende do nível de utilização da bacia e das suas especificidades, das características das águas que a alimentam e das disponibilidades técnicas.

De um modo geral a manutenção de uma bacia de retenção envolve, no mínimo, as seguintes tarefas:

- Verificação e controlo da afluência à bacia de águas não pluviais (águas domésticas ou industriais);
- recolha frequente dos corpos sólidos flutuantes;
- limpeza de eventuais dispositivos do tipo desarenadores, câmaras de grades ou retentores de óleos, localizados a montante da bacia;
- protecção, tratamento e limpeza do fundo, bermas e taludes;
- controlo da qualidade das águas armazenadas: turbidez, hidrocarbonetos com eventual realização de campanhas de medição periódicas (sólidos em suspensão, pH, oxigénio dissolvido, carência bioquímica de oxigénio, etc.).



# 4

## Revisão de Noções de Hidrologia

### 4.1 DEFINIÇÃO

A hidrologia, resumidamente, é a ciência que estuda o ciclo da água na natureza, bem como a evolução da mesma sobre a terra, debaixo do solo e na atmosfera, nos seus três estados: sólido, líquido e gasoso (Rémenières 1972).

### 4.2 CICLO HIDROLÓGICO OU CICLO DA ÁGUA

O ciclo hidrológico é a evolução que a água sofre na terra. As suas principais fases são:

- Precipitação;
- infiltração;
- escoamento;
- evaporação.

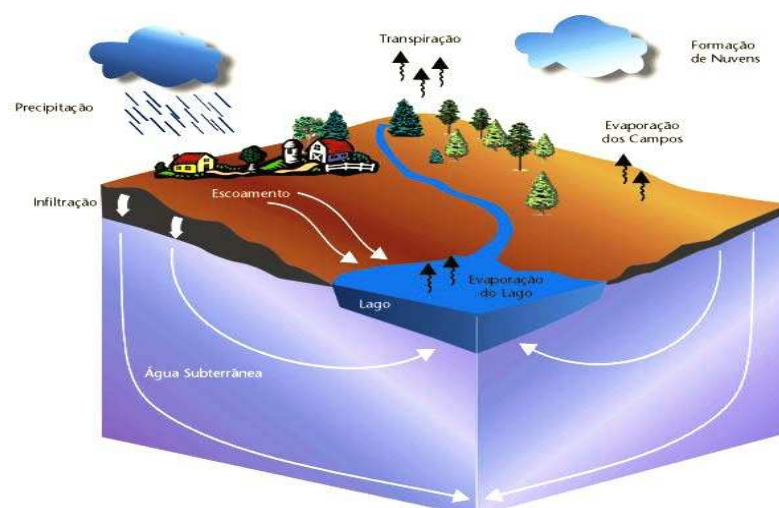
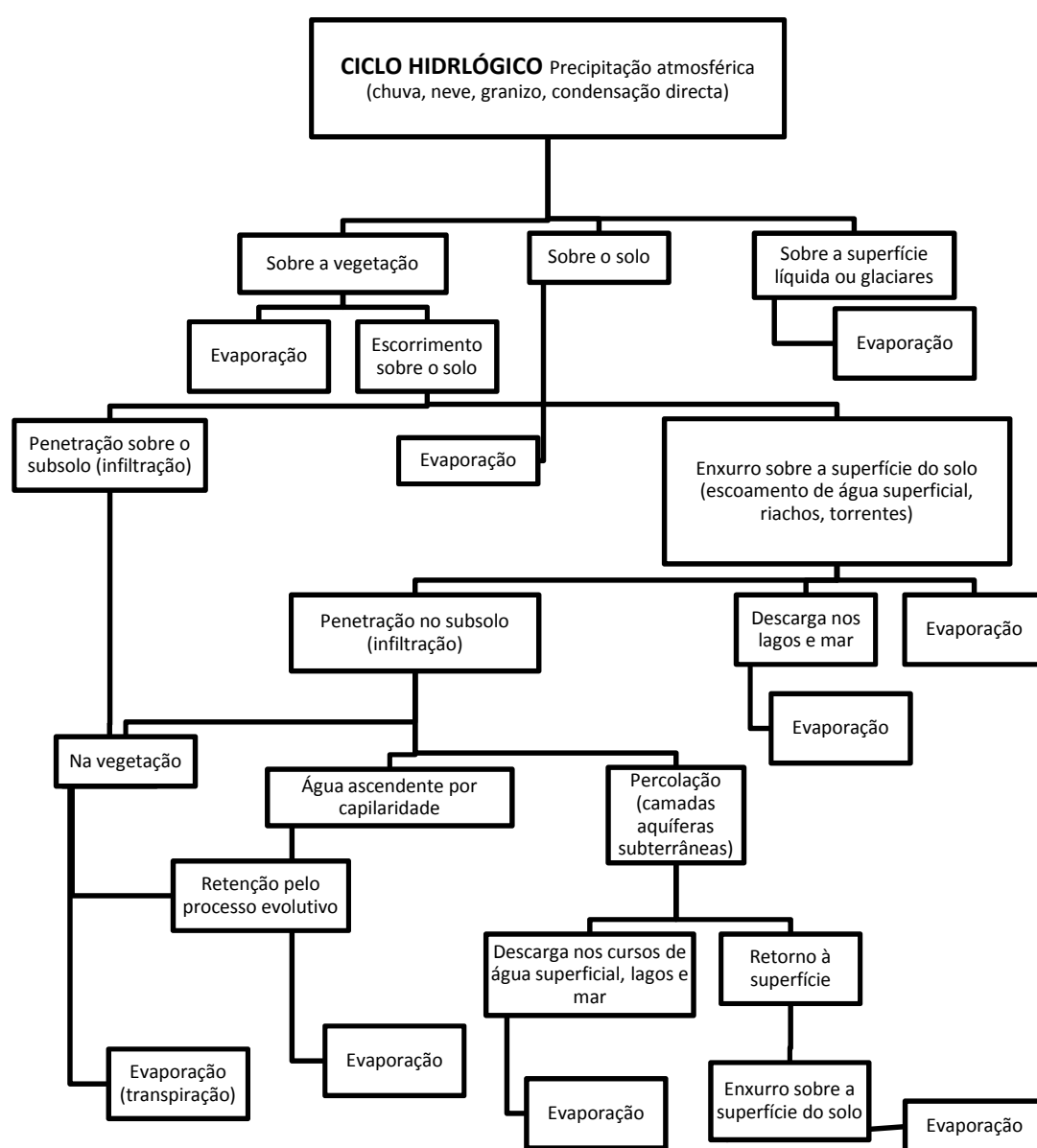


Figura 4.1– Ciclo Hidrológico (Guarani 2007).

Neste ciclo a água experimenta os três estados da matéria (sólido, líquido e gasoso) o que implica que existam transferências contínuas de água de um estado para outro; este percurso fechado é o fenómeno que permite que a água passe do globo terrestre para a atmosfera.

A água da evapotranspiração (nome científico dado ao vapor de água obtido da transpiração das plantas e da evaporação) atinge um certo nível da atmosfera onde se condensa, formando as nuvens. Nas nuvens, a condensação dá origem às gotículas, que permanecem em suspensão na atmosfera. Estas gotículas, sob certas condições, agregam-se abastecendo gotas maiores que se precipitam, ou seja, chove. A chuva pode seguir dois caminhos, ela pode infiltrar-se e formar um aquífero ou um lençol freático ou pode simplesmente escoar superficialmente até chegar a um rio, lago ou oceano, onde o ciclo continua.



Esquema 4.1– Ciclo Hidrológico.



### 4.3 BACIA HIDROGRÁFICA

#### 4.3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

As características da bacia hidrográfica estão directamente ligadas á forma como a precipitação na bacia vai influenciar o caudal do respectivo curso de água principal.

Os factores mais preponderantes no regime de escoamento de uma dada bacia são os seguintes:

- Características fisiográficas da bacia hidrográfica:

Área, forma, geologia e posição do nível freático, cobertura vegetal da bacia, orientação, utilização e declive.

- Características climáticas da bacia:

Regime de precipitação na bacia - tipo de precipitação (orografia, convectiva ou ciclónica), forma de precipitação (neve, granizo ou chuva), intensidade, duração, frequência, distribuição no tempo e no espaço e direcção dominante das tempestades;

evapotranspiração (dependente da temperatura), vento, radiação solar, humidade do solo e no ar, tipo de vegetação que ocorre na bacia.

- Características da rede de drenagem:

Dimensão e forma da secção transversal, declive, rugosidade e comprimento dos cursos de água.

#### 4.3.2 DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

A delimitação da bacia é feita através de uma carta topográfica, seguindo as linhas das cristas das elevações circundantes ao curso de água em estudo.



Figura 4.2 – Bacia Hidrográfica (UNICAMP 2007).

#### 4.3.3 ÁREA DA BACIA HIDROGRÁFICA

Uma bacia hidrográfica ou bacia de drenagem de um curso de água é a área que direcciona a água das precipitações aí caída para a alimentação do referido curso de água. A sua área é uma área plana por ser medida projecção horizontal e tem como unidades  $\text{km}^2$ , hectares ou  $\text{m}^2$ .

#### 4.3.4 FORMA DA BACIA

A forma da bacia varia desde a bacia alongada até à bacia arredondada e radial.

##### 1) Bacia alongada ou longitudinal

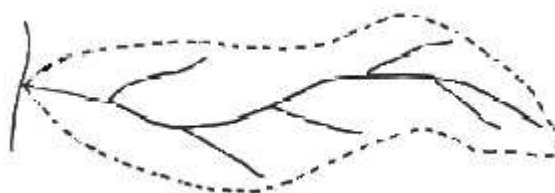


Figura 4.3 – Bacia alongada ou longitudinal (Ribeiro 1987)

Uma chuvada intensa em toda a extensão da bacia vai reflectir-se no caudal próximo da foz por um aumento rápido inicial, seguido de um longo período de caudal elevado, estacionário, para depois voltar a descer à normalidade.



Gráfico 4.1 - Características do escoamento originado por uma precipitação uniforme numa bacia alongada (Ribeiro 1987)

##### 2) Bacia arredondada

Neste caso as várias linhas de água têm sensivelmente igual importância no que respeita á sua união num emissário relativamente curto.

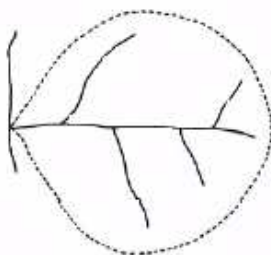


Figura 4.4 – Bacia Arredondada (Ribeiro 1987).

A cheia verificada neste tipo de bacia, é de crescimento, não só rápido, como pronunciado.

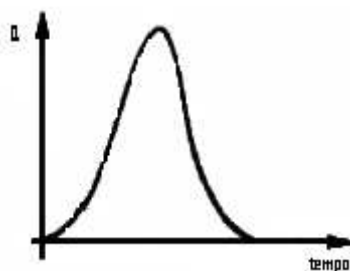


Gráfico 4.2 – Características do escoamento originado por uma precipitação uniforme numa bacia arredondada (Ribeiro 1987).

### 3) Bacia radial ou ramificada

É um conjunto de bacias parciais alongada que se reúnem num mesmo troço.

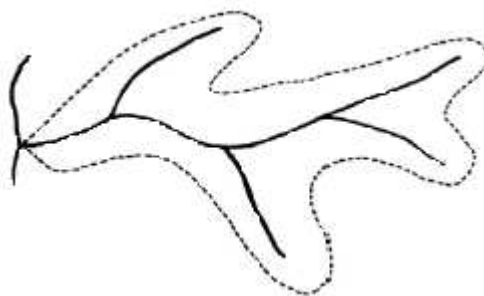


Figura 4.5 – Bacia Radial ou Ramificada (Ribeiro 1987).

Neste caso uma precipitação estendida em toda a bacia origina cheias nas bacias parciais que se vão somando, mas não simultaneamente, no troço comum. Verifica-se então, que a cheia crescerá, estacionará ou diminuirá consoante se vão sentindo as contribuições das diferentes bacias parciais.

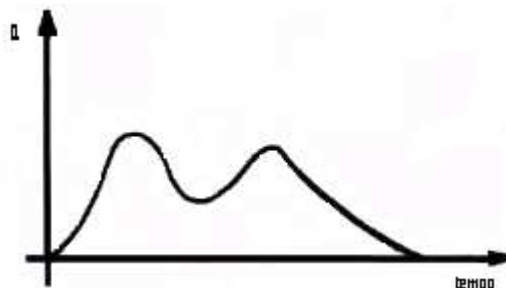


Gráfico 4.3 – Características do escoamento originado por uma precipitação uniforme numa bacia ramificada ou radial (Ribeiro 1987).

#### 4.3.5 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA BACIA HIDROGRÁFICA

O estudo geológico permite a classificação dos solos e subsolos, segundo a sua maior ou menor permeabilidade, dada a influência que esta característica tem na rapidez de crescimento da cheia. A existência de terrenos impermeáveis ou praticamente impermeáveis, impedem a infiltração da água o que facilitará a velocidade do escoamento superficial, dando origem a cheias de crescimento rápido. Contrariamente, os terrenos muito permeáveis causam o retardamento do escoamento das águas superficiais, devido à sua infiltração no solo, amortecendo as cheias.

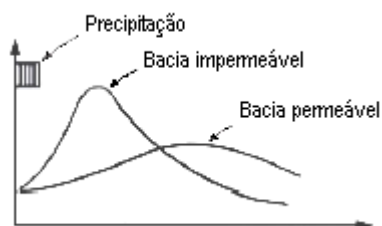


Gráfico 4.4 - Características da vazão da bacia de acordo com a permeabilidade do solo (Ribeiro 1987).

As bacias impermeáveis, quando afectadas por uma precipitação, dão origem a um escoamento superficial com elevada ponta, que se verifica muito próximo do início da precipitação. Contrariamente as bacias permeáveis dão origem a um escoamento superficial de forma achatada em que a sua ponta máxima é bastante retardada em relação ao início da precipitação.

O conhecimento da existência e localização de tochas e cursos de água subterrâneos é de extrema importância dada a influência que podem ter, quer na alimentação de outros cursos de água, quer na retenção de águas infiltradas

#### 4.3.6 COBERTURA VEGETAL DA BACIA HIDROGRÁFICA

A cobertura vegetal, nomeadamente as florestas e as culturas interiores à bacia hidrográfica, são factores que têm influência análoga à natureza geológica dos terrenos, regulando a velocidade do escoamento superficial.

A sua influência também se manifesta na taxa de evaporação da bacia como uma acção regularizadora de caudais, sobretudo nos climas secos. No caso de grandes cheias com elevados caudais a sua preponderância é, no entanto, praticamente nula.

Para além da influência que exerce na velocidade dos escoamentos e na taxa de evaporação, a cobertura vegetal desempenha um papel importante e eficaz na luta contra a erosão dos solos.

#### 4.3.7 ORIENTAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

A orientação da bacia hidrográfica, a disposição das montanhas, a exposição solar e ainda a orientação dos ventos dominantes, têm importância no que se refere ao degelo e às neves, bem como na distribuição das chuvas da região. A importância destas considerações é relevante quando, bacias aparentemente semelhantes (na forma, topografia, geologia, cobertura vegetal, etc.) não apresentam um comportamento hidráulico análogo, em virtude da sua orientação.

#### **4.3.8 OCUPAÇÃO E USO DO SOLO**

##### **4.3.8.1 O tipo de ocupação**

É a cobertura do solo que influencia a manifestação do escoamento das águas da chuva.

Uma bacia coberta por uma floresta produz menos escoamento superficial do que uma bacia sem árvores, dado que as árvores interceptam a chuva na fase inicial.

O escoamento em telhados é outro exemplo do efeito do tipo de cobertura da bacia sobre o escoamento. Durante uma precipitação, o escoamento em calhas de telhados começa logo após o início da chuva. Os telhados são superfícies impermeáveis e inclinadas oferecendo pouca resistência ao escoamento. O escoamento numa zona arrelvada com as mesmas dimensões do telhado terá início mais tarde do que escoamento similar em telhado. A zona arrelvada liberta água em taxas e volumes menores, porque parte da água é infiltrada no solo devido à maior rugosidade desta superfície; então o escoamento é mais lento. Conclui-se que o escoamento em superfícies impermeáveis resulta em maiores volumes e tempos de deslocamento menores do que o escoamento em superfícies permeáveis com as mesmas dimensões e declividades. Estes dois exemplos mostram como o tipo de ocupação do solo afecta as características do escoamento de uma bacia. Quando as outras características da bacia são mantidas constantes as características do escoamento tais como caudal, volume e tempo de concentração podem ser bastante alteradas. Portanto, o tipo de ocupação da bacia e uso do solo devem ser definidos em projecto.

##### **4.3.8.2 Uso do solo**

Algumas questões problemáticas ligadas à drenagem em projectos rodoviários resultam da expansão urbana. A percentagem do solo impermeabilizado é comumente usada como indicador do grau de desenvolvimento urbano. Em áreas residenciais com alta densidade de ocupação as taxas de impermeabilização variam entre 30 a 70%. Áreas comerciais e industriais são caracterizadas por taxas de impermeabilização de 70 a 95%. A impermeabilização de bacias urbanas não é restrita à superfície: os canais de drenagem são normalmente revestidos com betão, aumentando a capacidade de escoamento da secção transversal do canal e removendo rapidamente as águas pluviais.

#### **4.3.9 DECLIVE**

A velocidade de escoamento depende da declividade da bacia. Quanto maior a declividade, maior será a velocidade de escoamento.

A declividade média de um curso de água é calculada entre dois pontos, dividindo diferença e elevação do leito pela extensão horizontal do curso de água entre esses dois pontos.

### **4.4 CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS DA BACIA HIDROGRÁFICA**

#### **4.4.1 PRECIPITAÇÃO**

O termo precipitação engloba todas as águas meteorológicas que caem sobre a Terra, quer no estado líquido (chuva), quer no estado sólido (neve e o granizo) e ainda a geada.

A precipitação,  $p$ , é definida como a espessura, medida na vertical, de uma lâmina de água que se acumularia sobre a projecção horizontal da superfície atingida, se toda a precipitação aí ficasse retida (Lencastre e Franco 2003).

Normalmente é expressa em  $mm^1$ , e corresponde à divisão do volume de precipitação pela área da região atingida.

A transformação da precipitação em escoamento é um processo extremamente complexo e difícil de quantificar (Oliveira 1996). Os percursos que a água pode adquirir são vários como mostra o Esquema 4.1, e dependem de vários factores, cujos seus efeitos são difíceis de avaliar a nível do espaço e tempo.

Para o cálculo das cheias é necessário quantificar a precipitação útil ou efectiva, isto é, a parte da precipitação que se transforma realmente em escoamento superficial.

A precipitação útil ou efectiva é portanto, resultado da diferença entre a quantidade de água precipitada e as perdas para o escoamento superficial por interceptação, retenção e infiltração.

#### 4.4.2 CLASSIFICAÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES SEGUNDO A SUA ORIGEM

As chuvadas podem ainda ser classificadas de acordo com a sua origem, ou seja, pelos fenómenos meteorológicos que a provocaram

Classificação de acordo com o fenómeno que lhe deu origem:

Precipitação por convecção térmica	<ul style="list-style-type: none"> <li>• são causadas por correntes de ar quente, que subitamente atravessam uma zona de temperatura mais baixa provocando a condensação do vapor.</li> <li>• normalmente são chuvadas intensas e de curta duração.</li> </ul>
Precipitações orográficas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• são causadas por condensação do vapor de água transportado por correntes de ar, que ao encontrarem uma cadeia montanhosa na sua trajectória, ascendem e arrefecem.</li> <li>• são irregulares em intensidade e localização e são de longa duração.</li> </ul>
Precipitação ciclónicas ou de acção frontal	<ul style="list-style-type: none"> <li>• são causadas pelo encontro de duas ou mais camadas de ar com características distintas de humidade e temperatura.</li> <li>• são chuvadas pouco intensas e de longa duração.</li> </ul>
Precipitação de origem artificial	<ul style="list-style-type: none"> <li>• é provocado pelo lançamento de substâncias finamente divididas nas nuvens.</li> </ul>

Quadro 4.1 – Classificação da precipitação de acordo com a origem meteorológica.

##### 4.4.2.1 Tipos de precipitação

Os diferentes tipos de precipitação variam conforme a intensidade e velocidade de queda da gota.

$1\text{ mm} = 1\text{ l/m}^2 = 10000\text{ l/ha} = 10\text{ m}^3/\text{ha} = 1\text{ 000 m}^3/\text{km}^2$

Apresenta-se em seguida um quadro de classificação do tipo de precipitação

<b>Tipos de precipitações:</b>	<b>Intensidade I [mm/h]</b>	<b>Diâmetro médio das gotas D [mm]</b>	<b>Velocidade de queda V [m/s]</b>
Orvalhada	0,25	0,20	-
Chuva ligeira	1 a 5	0,45	2,0
Chuva forte	15 a 20	1,50	5,5
Tempestade muito violenta	100	3,00	8,0

Quadro 4.2– Tipo de Precipitações apresentado por Humphreys (Ribeiro 1987).

#### 4.4.2.2 Precipitações máximas

Em engenharia o conhecimento da máxima precipitação e as suas características apresentam um grande interesse de ordem técnica na sua aplicação em projecto.

As dimensões de qualquer obra de construção civil são determinadas em função de considerações de ordem económica. O dimensionamento é feito tendo por base o risco que a estrutura deixe de funcionar durante a sua vida útil.

No uso dos dados das precipitações máximas, torna-se necessário o conhecimento da relação entre o conhecimento das características fundamentais da precipitação: intensidade, duração e frequência.

#### 4.4.3 INTENSIDADE

A intensidade média de uma precipitação,  $i$ , num intervalo de tempo,  $\Delta t$ , é definida pela seguinte razão:

$$i = \frac{\Delta p}{\Delta t} \quad (4.1)$$

Com:

$\Delta p(mm)$  altura da precipitação ocorrida no intervalo de tempo  $\Delta t$ .

##### 4.4.3.1 Relação intensidade duração

Quanto maior é a intensidade de precipitação, menor é a sua duração. Como se verifica nos Gráfico 4.5 e Gráfico 4.6.

#### 4.4.3.2 Relação intensidade - frequência

Torna-se necessário não somente o conhecimento da intensidade listada com determinada duração observada no passado, como também interessa prever com base nos dados observados e com ajuda dos princípios das probabilidades, quais as máximas precipitações que futuramente irão ocorrer em certa localidade com determinada frequência.

Partimos de uma base de dados das precipitações mais elevadas, durante um certo período e por aplicação da estatística tentar-se-á prever a precipitação máxima esperada.

#### 4.4.4 RELAÇÃO INTENSIDADE – DURAÇÃO – FREQUÊNCIA

Esta relação é representada pelas curvas intensidade – duração – frequência (I-D-F) (em anexo nos Quadros A1.2, A1.3 e A1.4).

Como foi referido, a intensidade depende do período de retorno (este depende da frequência da chuva) e da duração da precipitação.

$$I = f(T, t) \quad (4.2)$$

Para um determinado período de retorno  $T$ , a intensidade de precipitação de duração  $t$  pode ser apresentada por uma curva exponencial ou hiperbólica.

O período de retorno está relacionada com os parâmetros  $a$  e  $b$  que por sua vez dependem da localização da bacia em estudo, consequentemente da sua história pluviométrica.

As regiões a que determinada bacia hidrográfica pertence são definidas no cálculo da intensidade, por dois parâmetros  $a$  e  $b$ , próprios de cada região.

No caso da curva hiperbólica, os valores dos parâmetros  $a$  e  $b$  têm de ser calculados recorrendo aos registos do Sistema Nacional de Informação dos Recursos Hídricos (SNIRH), pois as curvas I-D-F do D.R. nº 23/95 de 23 Agosto apenas se aplicam à curva exponencial e quando o  $t$  não excede os 120 minutos.

O uso das curvas I-D-F do D.R. nº 23/95 de 23 Agosto não é aplicável em grandes bacias hidrográficas ou quando o dimensionamento pretende ser mais rigoroso. Nestas situações, mesmo usando a curva exponencial, é necessário recorrer aos registos do SNIRH e tratar estatisticamente os valores da precipitação.

##### 4.4.4.1 Curva Exponencial

$$I = a(T) \times t^{b(T)} \quad (4.3)$$



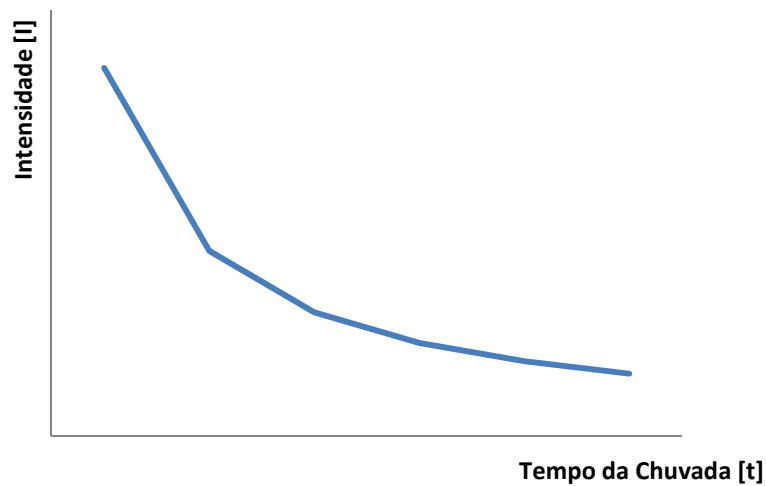


Gráfico 4.5 – Curva exponencial da Intensidade – Duração – Frequência

Esta expressão pode ser transformada por aplicação logarítmica numa relação linear.

$$\log I = \log a + b \times \log t \quad (4.4)$$

Através desta relação linear, podem ser calculados pelo método dos mínimos quadrados, os parâmetros que definem essa recta ( $b$  e  $\log a$ ). Daqui a consequentemente os valores dos parâmetros pretendidos  $a$  e  $b$ .

#### 4.4.4.2 Curva Hiperbólica

$$I = \frac{a(T)}{t + b(T)} \quad (4.5)$$

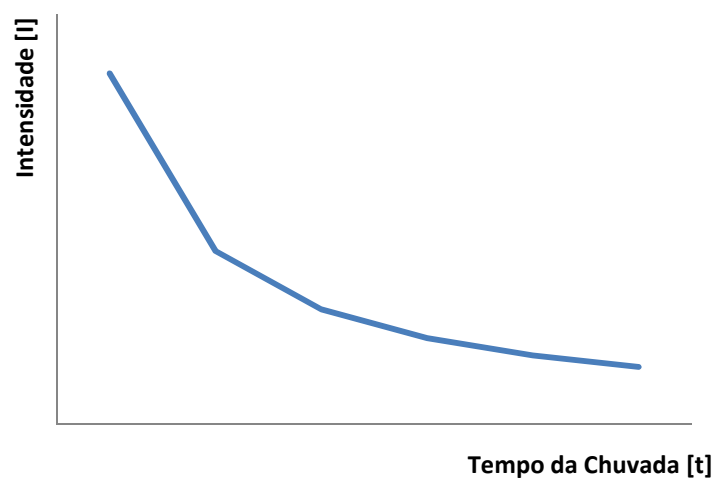


Gráfico 4.6 - Curva Hiperbólica da Intensidade – Duração – Frequência.

Aplicando da mudança de variável  $y = \frac{1}{I}$ , à expressão  $I = \frac{a(T)}{t+b(T)}$ , obtemos a seguinte relação linear:

$$I = \frac{1}{a} \times t + \frac{b}{a} \quad (4.6)$$

Como anteriormente, pelo método dos mínimos quadrados, poder-se-ão calcular os parâmetros que definem essa recta ( $\frac{b}{a}$  e  $\frac{1}{a}$ ) e, consequentemente, os valores dos procurados  $a$  e  $b$ .

## 5

## Cálculo Hidrológico

## 5.1 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração ( $t_c$ ) é o tempo de percurso da água precipitada, desde o ponto hidráulicamente mais remoto da bacia de drenagem até à secção em análise.

## 5.1.1 ISÓCRONAS

As Isócronas são curvas a que corresponde igual tempo de chegada da água ai precipitada. A Figura 5.1 representa um conjunto de isócronas numa bacia hidrográfica.



Figura 5.1 – Isócronas (Mallorca - Espanha 2007).

O hidrograma gerado numa secção em estudo da bacia hidrográfica, terá a forma das distribuições das áreas entre as isócronas, denominado histograma tempo-área conforme, o Figura 5.2.

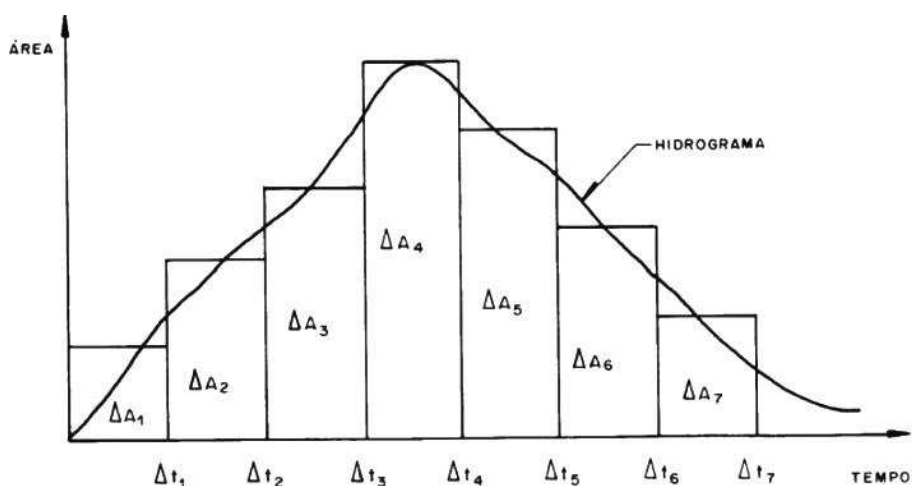


Figura 5.2– Histograma Área-Tempo de acordo com a Figura 5.3.

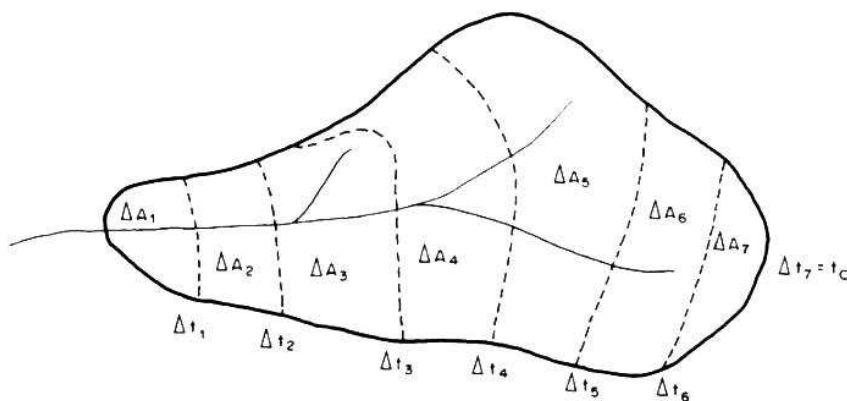


Figura 5.3 – Representação de uma bacia hidrográfica com as suas isócronas.

O tempo de concentração é uma característica de cada bacia hidrográfica, sendo independente das características da chuva. É usado no cálculo do caudal de ponta de cheia quando aplicado em expressões cinemáticas, que têm como base as características do movimento da água na bacia hidrográfica.

São aqui apresentados algumas expressões para a sua determinação, mas só uma é usada na metodologia apresentada nesta dissertação; não se pretende dizer que as outras fórmulas de cálculo não possam ser utilizadas mas a escolha da expressão a usar no cálculo do tempo de concentração deve ir ao encontro das necessidades do projectista.

As expressões expostas são:

- Fórmula de Témez;
- expressão U.S. Soil Conservation Service;
- método baseado na velocidade do escoamento superficial;
- fórmula de Ventura.

Como o sobredimensionamento não é economicamente viável, de forma a evitar a sua possível ocorrência no cálculo da intensidade média bacia hidrográfica, Debo e Reese (1995) e U.S.

Department of Transportation (1997) referem que, no cálculo do caudal de ponta de cheia não deve ser considerado um tempo de concentração inferior a cinco minutos.

Esta recomendação justifica-se pelo facto de as curvas I-D-F serem deduzidas a partir de leituras retiradas dos udogramas e nestes não ser possível leituras correspondentes a tempos demasiado longos.

#### 5.1.2 FÓRMULA DE TÉMEZ

Com base em estudos desenvolvidos em várias bacias hidrográficas espanholas, em 1978, este autor propõe as seguintes expressões, que estão em concordância com o tipo de bacia.

Para bacias do tipo rural:

$$t_c = 0,3 \left( \frac{L_b}{i_m^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (5.1)$$

Com:

$t_c [h]$ : Tempo de concentração;

$L_b [km]$ : Extensão do curso de água principal;

$i_m [ ]$ : Declive médio do curso de água principal.

No caso de bacias do tipo urbano:

$$t'_c = \frac{t_c}{1 + 3\sqrt{\mu(2 - \mu)}} \quad (5.2)$$

Com:

$t'_c [h]$ : Tempo de concentração de uma bacia urbana;

$t_c [h]$ : Tempo de concentração de uma bacia rural com igual forma e dimensão;

$\mu [ ]$ : parâmetro que relaciona a superfície impermeabilizada pela ocupação urbana com a superfície total da bacia. No Quadro 5.1 são indicados valores destes coeficientes para diferentes tipologias de ocupação de solo.

Grau de Urbanização	$\mu$
Pequeno	$\mu < 0,05$
Moderado	$0,05 \leq \mu < 0,15$
Importante	$0,15 \leq \mu < 0,30$
Muito Desenvolvido	$\mu \geq 0,30$

Quadro 5.1– Valores de  $\mu$  em função do grau de urbanização(Junta Auntonoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998).

A aplicação da fórmula de Témez em bacias urbanas apresenta algumas dificuldades, dependendo do julgamento de quem a aplica, considerando-a apropriada ou não no caso a aplicar.

### 5.1.3 EXPRESSÃO U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE

O U. S: Soil Conservation Service, propõe a seguinte expressão para o cálculo do tempo de concentração,  $t_c$ , recorrendo ao tempo de atraso,  $t_e$ , em bacias rurais:

$$t_c = 1,67t_e \quad (5.3)$$

Com:

$t_c [h]$ : Tempo de concentração;

$t_e [h]$ : Tempo de atraso.

O tempo de atraso é definido como o tempo que decorre entre o centro do hietograma da precipitação útil e a ponta do hietograma de cheia.

A expressão empírica proposta pelo SCS para o cálculo do tempo de atraso é a seguinte:

$$t_e = \frac{L_b^{0,8} (0,03937 S_{mr} + 1)^{0,7}}{734,43 i_{mb}^{0,5}} \quad (5.4)$$

Com:

$t_e [h]$ : Tempo de atraso;

$i_{mb} [\%]$ : Declive médio da bacia hidrográfica;

$L_b [\%]$ : Extensão da linha de água principal;

$S_{mr} [mm]$ : Capacidade máxima de retenção, expressão dada por:

$$S_{mr} = \left( \frac{25400}{CN} \right) - 254 \quad (5.5)$$

$CN [ ]$ : Número de escoamento da bacia hidrográfica (*curve number*).

Para bacias mistas, isto é, com uma das partes rural e a outra urbana, CORREIA (1984) propõe que a utilização do valor do tempo de atraso obtido pela expressão (5.4), multiplicado por dois factores correctivos, obtidos a partir dos gráficos que se seguem.

O primeiro factor, relativo à percentagem da extensão da linha de água impermeabilizada, está então relacionado com melhoramento das condições de escoamento. Este factor é obtido a partir do Figura 5.4.

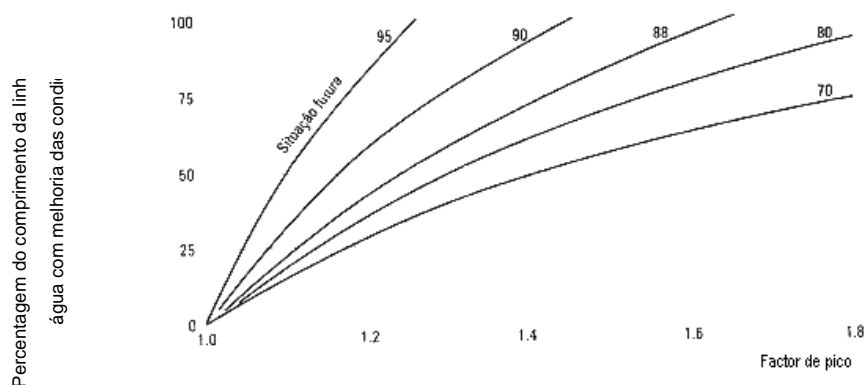


Figura 5.4 – Factor correctivo do tempo de atraso relativo à melhoria das condições hidráulicas do escoamento (Correia 1984).

O segundo factor é relativo à percentagem de área impermeabilizada em relação à área total da bacia hidrográfica. Este factor é obtido a partir do Figura 5.5.

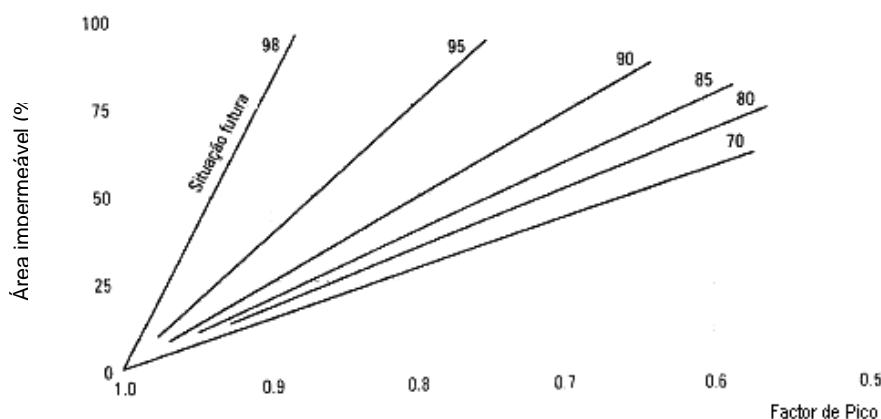


Figura 5.5 – Factor correctivo do tempo de atraso relativo à percentagem de área impermeável (Correia 1984)

A solução obtida através dos factores correctivos mostra-se bastante adequada na definição do valor do tempo de atraso em bacias parcialmente urbanizadas.

#### 5.1.4 MÉTODO BASEADO NA VELOCIDADE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Este método conjectura a divisão da bacia hidrográfica em sub-áreas com características homogéneas em termos de cobertura do solo, de declive e o estabelecimento para cada troço de uma velocidade média de escoamento superficial.

O tempo de concentração calcula-se então pelo somatório dos tempos de percurso correspondentes aos diferentes troços, e é definida da seguinte forma:

$$t_c = \sum_{j=1}^m t_{cj} = \sum_{j=1}^m \left( \frac{L_j}{60V_j} \right) \quad (5.6)$$

Com:

Em que  $m$  representa o número de troços a considerar e  $j$  o respectivo segmento;

$L_j[m]$ : O comprimento do troço  $j$ ;

$V_j[\frac{m}{s}]$ : A velocidade média do escoamento superficial do troço  $j$ .

A velocidade do troço  $j$ , de acordo com HDS 2 (1996), pode ser estimada através da seguinte expressão empírica:

$$V_j = K i_{mj}^{0,5} \quad (5.7)$$

Com:

$i_{mj}[\%]$ : Declive médio;

$K[ ]$ : Factores correctivos considerando o tipo de cobertura do solo. Estes factores estão expostos no Quadro 5.2.

Cobertura do solo	K
Floresta densa	0,076
Terreno inculto (terra em pousio, ...)	0,152
Pastagens	0,213
Terreno cultivado	0,274
Com pouca cobertura vegetal e não cultivado	0,305
Linha de água revestida a relva	0,457
Linha de água não revestida	0,491
Zona pavimentada; zona de planalto com ravinas	0,619

Quadro 5.2 – Valores de K em função da cobertura do solo (Ramos s.d.).



No Quadro 5.3 e no Figura 5.6 que se seguem apresenta-se outra forma para estimar a velocidade de escoamento superficial na rede hidrográfica da bacia, em função do declive e da cobertura do solo.

Tipo de escoamento	Declive do terreno (%)			
	0 - 3	4 - 7	8 - 11	12 - 15
Escoamentos não canalizado:				
Bosques e florestas	0 – 0,5	0,5 – 0,8	0,8 – 1,0	1,0
Pastos	0 – 0,8	0,8 – 1,0	1,0 – 1,3	1,3
Terrenos cultivados	0 – 0,9	0,9 – 1,4	1,4 – 1,7	1,7
Terrenos urbanizados	0 – 2,6	2,6 – 4,1	4,1 – 5,2	5,2
Escoamento em canal:				
Canal natural mal definido	0 -0,6	0,6 – 1,2	1,2 – 2,1	2,1
Canal bem definido	Calculado por uma fórmula de regime uniforme (e.g. Manning - Strickler)			

Quadro 5.3 – Velocidades médias aproximadas de escoamento superficial (m/S) (adaptado de Chow e tal, 1998).

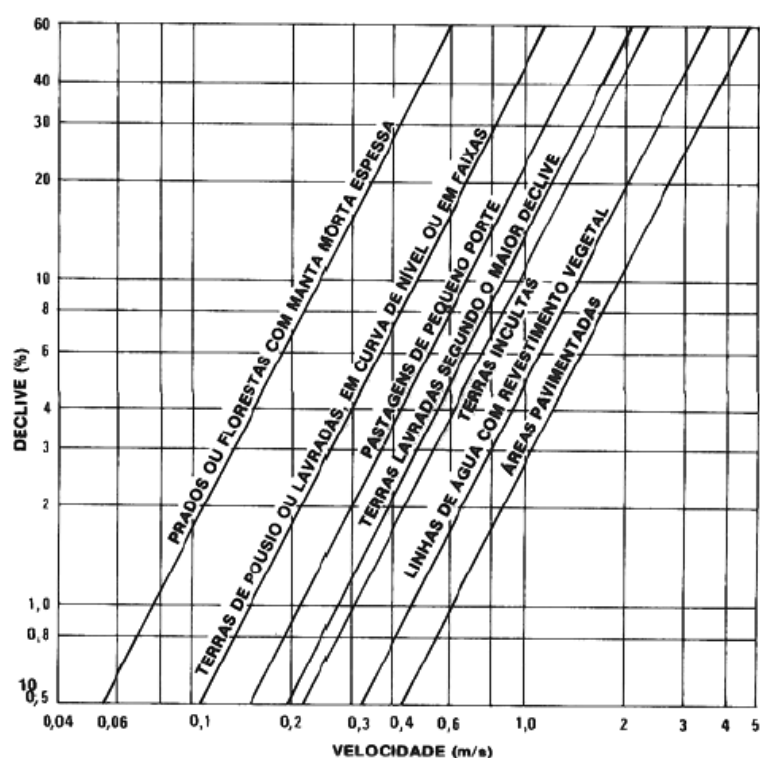


Figura 5.6 – Velocidade de escoamento superficial para diversos declives e coberturas de solo, segundo o SCS (adaptado de Hammer e Mackichan, 1981, in Lencastre e Franco, 1992).

Da mesma forma que no outro processo de cálculo das velocidades médias, a rede hidrográfica deve ser dividida em troços de características homogéneas.

#### 5.1.5 FÓRMULA DE VENTURA

Ventura sugere a seguinte expressão:

$$t_c = 240 \left( \frac{AL}{\Delta h} \right)^{0,5} \quad (5.8)$$

Com:

$t_c$ (min): Tempo de concentração;

$A(Km)$ : Área da bacia hidrográfica;

$\Delta h(m)$ : Diferença de cotas entre extremidades da linha de água principal.

A *Brisa* (1988) refere que esta fórmula apenas se aplica em bacias naturais com tempos de concentração superiores a 5 minutos.

## 5.2 CÁLCULO DO CN

Toda a metodologia do. S. Soil Conservation Service (SCS), é baseado fundamentalmente um parâmetro que procura descrever o tipo de solo, a sua utilização e condição de superfície no que diz respeito à potencialidade de gerar escoamento superficial. Este parâmetro é representado por CN (*curve number*) que significa curva número.

O número de escoamento CN descreve a potencialidade da bacia hidrográfica gerar escoamento superficial, e está compreendido entre 0 e 100, consoante a bacia possua solos com elevada condutividade hidráulica ou seja totalmente impermeável, respectivamente.

A partir da análise de numerosas bacias foi possível ao SCS, tabelar os valores de CN para diversos tipos de solos de acordo com as suas utilizações e condições de superfície. Estes valores constam no Quadro 5.4 para regiões urbanas, suburbanas e agrícolas e para regiões rurais no Quadro 5.5.

Utilização ou cobertura do solo	Tipo de solo			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas:				
Sem medidas de conservação do solo	72	81	88	91
Com medidas de conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou baldios:				
Em más condições	68	79	86	89

Em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais:				
Cobertura má, sem "Mulch"	45	66	77	83
Boa cobertura	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, cemitérios, etc.				
Boas condições: relva cobrindo mais de 75% da área	39	61	74	80
Condições razoáveis: relva cobrindo de 50% a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios (85% de área impermeável)	89	92	94	95
Zonas industriais (72% de área impermeável)	81	88	91	93
Zonas residenciais:				
Áreas médias dos lotes	Percentagem impermeável	média		
<500 m <sup>2</sup>	65%	77	85	90
1000 m <sup>2</sup>	38%	61	75	83
1300 m <sup>2</sup>	30%	57	72	81
2000 m <sup>2</sup>	25%	54	70	80
4000 m <sup>2</sup>	20%	51	68	79
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas:				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Gravilha	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Quadro 5.4 – Número de escoamento para regiões urbanas, suburbanas e agrícolas (Correia 1984).

Utilização ou cobertura do solo	Condições de superfície	Tipo de solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado		77	86	91	94
Culturas arvenses	Segundo o maior declive	64	76	84	88
	Segundo as curvas de nível	62	74	82	85
	Segundo as curvas de nível e em terraço	60	71	79	82
Rotações de culturas	Segundo o maior declive	62	75	83	87

	Segundo as curvas de nível	60	72	81	84
	Segundo as curvas de nível e em terraço	57	70	78	82
Pastagens	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Boa	39	61	74	80
	Pobre, segundo as curvas de nível	47	67	81	88
	Normal, segundo as curvas de nível	25	59	75	83
	Boa, segundo as curvas de nível	6	35	70	79
Prado permanente	Normal	30	58	71	78
Zonas sociais rurais	Normal	59	74	82	86
Estradas	Pavimento permeável	72	82	87	89
	Pavimento impermeável	74	84	90	92
Florestas	Muito abertas ou de baixa transpiração	56	75	86	91
	Abertas ou baixa transpiração	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Densas ou de alta de alta transpiração	25	55	70	77
	Muito densas ou de alta transpiração	15	44	54	61
Superfície impermeável		100	100	100	100

Quadro 5.5 – Número de escoamento para regiões rurais (Correia 1984).

Os solos considerados nestes quadros pertencem a quatro grupos hidrológicos distintos (LNEC,1975)(conforme no anexo A.1, na Figura A1.1 - Carta dos solos de Portugal):

**TIPO A** – Solos dando origem a baixo escoamento directo ou que apresentam permeabilidade bastante elevada. Inclui areias profundas, e com pouco limo ou argila e também “loess” profundo muito permeável.

**TIPO B** – Solos menos permeáveis do que os de Tipo A. Inclui fundamentalmente solos arenoso menos profundos que os de Tipo A e “loess” menos profundo e menos agregado que o do Tipo A. Estes solos apresentam, no entanto, permeabilidade superior à média.

**TIPO C** – Solos originando escoamentos directos superiores à média e superiores aos originados pelos tipos anteriores. Inclui solos pouco profundos e solos com quantidades apreciadas de argila, se bem que menos que os solos do Tipo D.

**TIPO D** – Solos com argilas expansivas e alguns solos pouco profundos, com sub-horizontes quase impermeáveis que originam elevados escoamentos directos

Os valores de CN apresentados nos Quadro 5.4 e Quadro 5.5 são relativos à ocorrência de condições antecedentes de humidade referentes à situação AMCII do Quadro 5.6.

No caso em que a bacia hidrográfica em estudo se enquadre nas condições das situações AMCI e AMCII os valores de CN dos Quadro 5.4 e Quadro 5.5 devem ser corrigidos, só assim os valores estão aptos para se efectuar cálculos para situações antecedentes particularmente secas ou particularmente húmidas.

Condição antecedente de humidade	Definição
AMCI	Situação em que os solos estão secos, mas acima do ponto de emurchimento. A consideração deste caso é pouco recomendável para o estudo de caudais de cheia.
AMCII	Situação media que, segundo Morel-Seytoux e Verdin (1980), deve corresponder aproximadamente à capacidade do campo. Esta situação corresponde provavelmente às condições de humidade antecedentes de cheias de pequena dimensão.
AMCIII	Situação em que ocorrem precipitações consideráveis nos cinco dias anteriores e o solo se encontra quase saturado. É a situação mais propícia à formação de maiores cheias, e portanto aquela que se reveste de maior importância para o projecto

Quadro 5.6 – Definição das condições antecedentes de humidade (Correia 1984).

Precipitação total nos cinco dias antecedentes (mm)		Condição antecedente de humidade que deve ser considerada
Período dormiente	Período de crescimento	
<13	<36	AMCI
13 a 28	36 a 53	AMCII
>28	>53	AMCIII

Quadro 5.7 – Condição de antecedente de humidade em função da precipitação total nos cinco antecedentes (Correia 1984).

No Quadro 5.8 são apresentados os valores dos números de escoamento, em situações particularmente secas (AMCI) e em situações particularmente húmidas, propícias à formação de maiores cheias (AMCIII), obtidos a partir dos valores correspondentes à situação média (AMCII)

A classificação de cada uma destas situações consta no Quadro 5.6 e no Quadro 5.7 têm por base o valor da precipitação total ocorrida nos cinco dias antecedentes à chuvada do projecto.

VALOR DE CN PARA A SITUAÇÃO AMCII	VALOR CORRIGIDO DE CN PARA A SITUAÇÃO:	
	AMCI	AMCIII
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

Quadro 5.8 – Correção do número de escoamento em função da condição antecedente de humidade (adaptado de SCS, 1973).

Em bacias hidrográficas em que o tipo de solo e as condições de utilização ou cobertura do solo forem heterogéneas, o número de escoamento a considerar no projecto, deve ser igual à média ponderada dos números de escoamento correspondentes a varias zonas em que se pode dividir a bacia e nas quais existe uma certa homogeneidade desses factores.

Nesta situação o cálculo do CN é da seguinte forma:

$$CN = \frac{\sum_{j=1}^m CN_j A_j}{\sum_{j=1}^m A_j}$$

Com:

$CN_j$  [ ]: Coeficiente de escoamento;

$A_j$  [ $m^2$ ]: Área correspondente a um determinado CN.

### 5.3 PERÍODO DE RETORNO OU TEMPO DE RECORRÊNCIA T

O período de retorno ou tempo de recorrência é definido, como o período de tempo médio em que determinado acontecimento é igualado ou ultrapassado. Assim diz-se que o período de retorno de uma precipitação é  $T$  quando o valor dessa precipitação é igualado ou excedido, em média, uma vez em cada intervalo  $T$ , teremos então:

$$T = \frac{1}{f} \quad (5.9)$$

Com:

$f$  [ ]: Frequência da chuvada.

No cálculo de caudais de cheia para o dimensionamento da estrutura de drenagem, nomeadamente, a bacia de retenção, a escolha do período de retorno, varia de acordo com a probabilidade de ocorrência daqueles caudais e a respectiva magnitude.

#### 5.3.1 RISCO

Interessa referir que existe o risco de que o caudal associado a um certo período de retorno  $T$ , seja excedido, mais do que uma vez, durante esse período. O conceito de risco representa assim a probabilidade de que um caudal correspondente a um determinado período de retorno ser excedido num certo intervalo de tempo. A expressão que representa esse risco é a seguinte:

$$r = 1 - \left[ 1 - \left( \frac{1}{T} \right) \right]^C \quad (5.10)$$

Com:

$r(\%)$ : Risco;

$T$  (anos): Período de retorno;

$C$  (anos): Prazo.

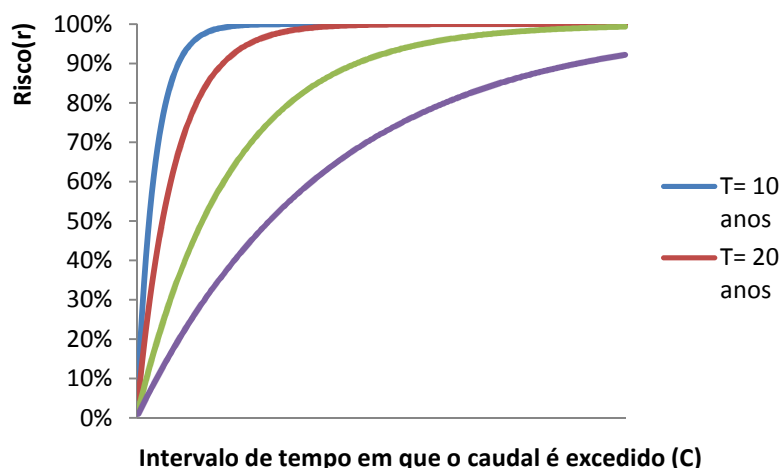


Gráfico 5.1 - Variação do Risco (r) em relação ao intervalo de tempo em que o caudal é excedido (C).

### 5.3.2 ESCOLHA DO PERÍODO DE RETORNO

A escolha do período de retorno é condicionada pelo custo da obra e deve ser encarada em termos económicos, como uma solução de compromisso entre o custo necessário para assegurar um determinado nível de segurança (incluindo pessoas, bens e a própria infra-estrutura) e a aceitação dos prejuízos e danos que podem resultar do facto desse nível não ser atingido. O Quadro 5.12 ilustra graficamente a determinação do período de retorno óptimo (mínimo da curva dos custos totais) em função de critérios económicos e de risco.

A apreciação dos critérios económicos tem de ser avaliado caso a caso, mas na generalidade dos casos esta abordagem não se revela prática. Por um lado, porque exige um grande volume de informação que na maior parte dos casos se apresenta de difícil obtenção e o rigor da informação apresenta-se deficiente (uso do solo, topografia, hidrologia e hidráulica, tráfego, etc.), por outro lado, porque a avaliação económica de custos de «prejuízos médios» tem pouco significado face a outros custos nomeadamente sociais e ambientais.

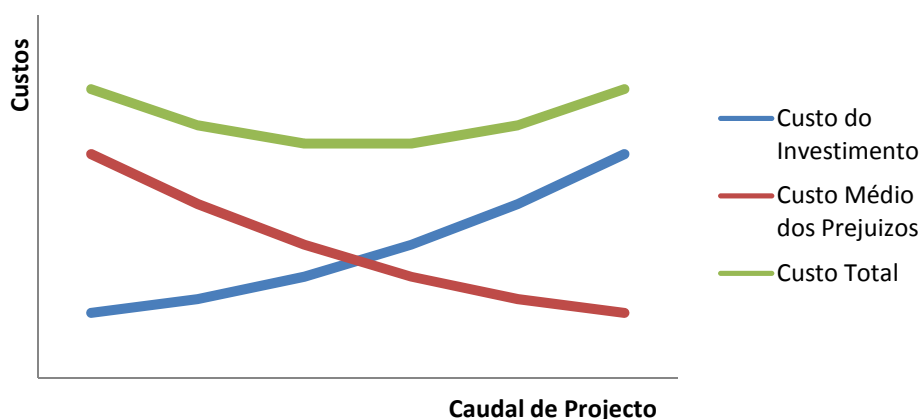


Gráfico 5.2 – Período de Retorno. Critérios económicos. (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998).



O período de retorno relativamente às bacias de retenção é usualmente associado ao das estruturas de drenagem transversal das obras rodoviárias. O período de retorno deve ser igual ou superior ao da passagem hidráulica (PH).

Relativamente às obras de drenagem transversal, nas diversas fontes bibliográficas consultadas, existem fundamentalmente duas filosofias de abordagem:

Valor mínimo fixo de período de retorno geralmente 100 anos (nuns casos excessivo noutros insuficiente).

Os parâmetros de escolha do período de retorno são:

**Associado à importância da via** – está relacionado com a necessidade de garantir a circulação em ocorrência chuvosa, quer pela densidade de tráfego afectada quer pelas dificuldades da escolha das alternativas viáveis. A sua avaliação tem por base a classificação da via e do tráfego médio diário anual (TMDA).

**Associado aos prejuízos/danos para a própria via** – está relacionado com o impacte da danificação ou destruição de pavimentos e bermas, abatimentos, etc., resultantes do excesso de quantidade de água ou acção erosiva por velocidades demasiado elevadas com a consequente interrupção da circulação. A avaliação deste parâmetro é feita tendo por base o aumento do tempo de percurso imposto ao tráfego por utilização de um percurso alternativo -  $\Delta t_c$  em % do tempo de percurso em condições normais - e/ou se a estrutura afectada for um aterro, com uma altura (h) do mesmo.

**Associado aos prejuízos/danos causados a terceiros** – resulta da afectação de áreas circundantes por inundações, quer a montante quer a jusante, devido a sobre elevações excessivas do nível de água, ou pelo arrastamento de materiais resultantes da destruição da estrada, de pessoas ou bens na envolvente da estrutura rodoviária. Se as zonas afectadas têm ocupação urbana, industrial ou patrimonial importante, ou agrícola com valor económico relevante, podendo acarretar o risco de prejuízo de bens e vidas humanas, será atribuído um nível elevado. Nos restantes casos, tratando-se normalmente de afectação de zonas agrícolas, a classificação com nível médio ou baixo dependente do tipo de ocupação e utilização do solo.

O peso (P) atribuir a cada um dos parâmetros referidos, varia entre 0 e 2 e estão especificados nos quadros que se seguem.

<b>Importância da Via</b>	<b>P1</b>
Estradas Regionais e Municipais	0,5
Estradas Nacionais, Estradas Regionais e Estradas Municipais com TMDA > 250	1,0
IP (s), IC (s), ou outras estradas com TMDA > 2000	1,5

Quadro 5.9 – Valores de P1 (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998).

Efeito dos Prejuízos/Danos Provocados na Via	P2
Baixos ( $\Delta < 25\% - h < 2m$ )	0,5
Médios ( $\Delta < 50\% - h < 5m$ )	1,0
Elevados ( $\Delta \geq 50\% - h \geq 5m$ )	1,5

Quadro 5.10 – Valores de P2 (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998).

Efeito dos Prejuízos/Danos para Terceiros	P3
Baixos	0,5
Médios	1,0
Elevados	2,0

Quadro 5.11 – Valores de P3 (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998).

O período de retorno, T, a adoptar é em função de I como se traduz no Quadro 5.12.

I ( $I = P1 + P2 + P3$ )	Período de Retorno em Anos
I = 1,5	20 a 25
I = 2,0	50
$2,0 < I \leq 4,0$	100
I > 4,0	> 100 com análise económica e de risco

Quadro 5.12 – Período de retorno mínimo a adoptar nas passagens hidráulicas (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998).

Deste modo, o período de retorno relaciona-se com a intensidade de precipitação, na condição em que entra no seu cálculo. Será de esperar que quanto maior o período de retorno maior seja a intensidade de precipitação que nele se verifica, estatisticamente, uma só vez.

#### 5.4 COEFICIENTE DE ESCOAMENTO PARA O MÉTODO RACIONAL

A determinação dos coeficientes de escoamento baseia-se no tipo e características da superfície do terreno, admitindo-se constantes para cada bacia do terreno. Estes coeficientes têm particularmente em conta as perdas de precipitação, incluindo, embora com diferentes importâncias relativas, as perdas por infiltração, intercepção, evapotranspiração, retenção superficial e a difusão do escoamento. São entendidos como sendo uma medida da “capacidade” da bacia hidrográfica atenuar os caudais de ponta de cheia na propagação do escoamento ao longo da rede de drenagem, do que resulta o aumento dos tempos de recessão das cheias em comparação aos respectivos tempos de ascensão.

A difusão na propagação de uma onda de cheia é tanto mais importante quanto menor é o declive do terreno, se este último for nulo (terreno plano) a difusão é, do ponto de vista teórico, o único efeito presente.

No uso do método racional para o cálculo do caudal de ponta de cheia, aplicam-se os coeficientes de escoamento apresentados nos quadros que se seguem.

<b>Tipo de ocupação</b>	<b>Coeficiente C</b>
<b>Zonas verdes:</b>	
Relevados em solos arenosos	0,05 - 0,20
Relvados em solos pesados	0,15 - 0,35
Parques e cemitérios	0,10 - 0,25
Campos desportivos	0,20 - 0,35
<b>Zonas comerciais:</b>	
Centro das cidades	0,70 - 0,95
Periferia	0,50 - 0,70
<b>Zonas residenciais</b>	
Vivendas no centro da cidade	0,30 - 0,50
Vivendas na periferia	0,25 - 0,40
Prédios de apartamentos	0,50 - 0,70
<b>Zonas industriais</b>	
Indústria dispersa	0,50 - 0,80
Indústria concentrada	0,60 - 0,90
Vias-férreas	0,20 - 0,40
<b>Ruas e estradas</b>	
Asfaltadas	0,70 - 0,95
De betão	0,80 - 0,95
De tijolo	0,70 - 0,85
Passeios	0,75 - 0,85
Telhados	0,75 - 0,95
Baldios	0,10 - 0,30

Quadro 5.13 – Valores médios do coeficiente C da fórmula racional para áreas urbanas (Chow 1964).

Tipo de solos	Cobertura da bacia		
	Culturas	Pastagens	Bosques ou florestas
	Coeficiente C		
Com capacidade de infiltração superior à média; usualmente arenosos	0,20	0,15	0,10
Com capacidade de infiltração média; sem camadas de argila; solos francos ou similares.	0,40	0,35	0,30
Com capacidade de infiltração inferior à média; solos argilosos pesados ou solos com uma camada argilosa junto à superfície; solos delgados sobre rocha permeável.	0,50	0,45	0,40

Quadro 5.14 – Valores médios do coeficiente C da fórmula racional em áreas agrícolas (Chow 1964).

Os valores tabelados correspondem a um período de retorno compreendido entre 5 a 10 anos.

Estes coeficientes de escoamento, C, não correspondem propriamente a um coeficiente de escoamento (relação entre volumes de escoamento e da precipitação que o origina). Pretende traduzir os efeitos do caudal de ponta de cheia na retenção superficial, da infiltração e do armazenamento nos leitos. Então, os coeficientes de escoamento dependem, da permeabilidade e da ocupação do solo e do período de retorno.

Choupas (1995) considera que o coeficiente de escoamento pode ser considerado a partir de fórmula de Schaak, Geyer e Knapp.

$$C = 0,14 + 0,64C_{imp} + 5i_{mb} \quad (5.11)$$

$$C_{imp} = \frac{A_{imp}}{A_b} \quad (5.12)$$

Com:

$C$  [ ]: Coeficiente de escoamento;

$C_{imp}$  [ ]: Coeficiente de impermeabilização;

$A_{imp}$  [m<sup>2</sup>]: Área impermeável da bacia hidrográfica;

$A_b$  [m<sup>2</sup>]: Área da bacia hidrográfica;

$i_{mb}$  [m/m]: Declive médio da bacia hidrográfica.

O Quadro 5.15 apresenta os valores do coeficiente de escoamento tendo em consideração a inclinação média da bacia, a morfologia, a cobertura e o tipo de solo.

Cobertura da bacia	Morfologia	Declive médio	Tipo de terreno		
			Arenosos	Com argilas e limo	Com argila compactada
Bosques	Plana	0 – 5	0,10	0,30	0,40
	Ondulada	5 – 10	0,25	0,35	0,50
	Montanhosa	10 - 30	0,30	0,50	0,60
Pastagens	Plana	0 – 5	0,10	0,30	0,40
	Ondulada	5 – 10	0,15	0,36	0,55
	Montanhosa	10 - 30	0,22	0,42	0,60
Cultivados	Plana	0 – 5	0,30	0,50	0,60
	Ondulada	5 – 10	0,40	0,60	0,70
	Montanhosa	10 - 30	0,52	0,72	0,82

Quadro 5.15 – Coeficiente de escoamento a utilizar no método racional (adaptado de Coupas, 1995).

Quando na mesma bacia hidrográfica existem zonas diferentes, no que diz respeito ao tipo de solo, morfologia, cobertura e inclinação, deverá ser utilizado um coeficiente de escoamento ponderado.

Nesta formulação, não se considera o coeficiente C variável com a intensidade de precipitação.

Choupas (1995) refere que na determinação do coeficiente de escoamento se deve ter em atenção as seguintes considerações:

Os coeficientes de escoamento anuais e mensais, por vezes utilizados, são inferiores aos coeficientes de escoamento instantâneos, pelo que não devem ser utilizados para calcular o caudal de ponta de cheia;

Em regiões em que exista a possibilidade de os solos gelarem, o coeficiente de escoamento deve ser considerado próximo de 1,0 no Inverno;

Em zonas em que existe um armazenamento de água sob a forma de gelo ou neve, a fórmula racional pode perder a sua validade, uma vez que o coeficiente de escoamento pode ser superior à unidade em períodos de degelo.

## 5.5 DETERMINAÇÃO DOS CAUDAIS DE PROJECTO

### Caudal de ponta de cheia

No dimensionamento hidráulico é necessário o cálculo dos caudais de ponta de cheia, definidos como os máximos caudais susceptíveis de serem atingidos. Estes caudais também designados como caudais de projecto, podem ser calculados recorrendo a métodos simplificados ou mais elaborados, baseados em formulações mais ou menos complexas.

Entre os métodos simplificados apresentam-se dois modelos de cálculo, dos mais usados:

- Método racional;
- método do Soil Conservation Service.

O método racional é o método simplificado mais divulgado e utilizado a nível mundial, sendo aplicado em bacias hidrográficas de pequenas a médias dimensões para os períodos de retorno adoptados como critério de projecto.

As suas limitações são conhecidas e condicionam o seu domínio de aplicação, mas a correcta adequação dos seus parâmetros de base e a correcta definição dos seus procedimentos permite obter resultados satisfatórios.

O método Soil Conservation Service é um método elaborado aplicado a bacias de dimensão superior. Na sua aplicação é necessário considerar outros factores, como a variação da intensidade das chuvas.

Poderão ainda ser adoptados os métodos de cálculo dos hidrogramas de cheia baseados na teoria do hidrograma unitário.

O facto de este método ter uma metodologia completa e consistente permite o cálculo de hidrogramas de cheia em bacias das quais não existem registos hidrométricos suficientes.

Na dissertação aqui apresentada, adoptou-se o Método Racional, dado a sua simplicidade do cálculo poder ser adoptado na tipologia das bacias hidrográficas que interessam ao estudo desenvolvido.

### **Método racional**

Apesar da generalidade dos autores mencionarem que a aplicação da fórmula racional se restringe a pequenas a médias bacias hidrográficas, não subsiste uma elucidação precisa sobre o que se entende por este tipo de bacias. Enquanto (Ponce, 1989), refere como limite da aplicabilidade da fórmula racional a área máxima de bacia hidrográfica de 1,3 a 2,5 km<sup>2</sup>, (Pilgrim e Cordery, 1993), sugerem que se considere como pequenas e médias bacias hidrográficas as que apresentam áreas máximas de 25 e 500 km<sup>2</sup>, respectivamente. (Quintela, 1984), procede à comparação da fórmula de Turazza-Giandotti, também relativa à avaliação de caudais de ponta de cheia, através do método racional para áreas de bacia hidrográficas até 1000 km<sup>2</sup>.

Em Portugal, os estudos efectuados indicam a utilização do método racional, sem restrições, até valores da ordem dos 25 a 30 km<sup>2</sup>.

Tendo em atenção as insuficiências do método, torna-se razoável definir uma bacia desse tipo.

Do ponto de vista hidrológico aceitando o conceito de pequenas a médias bacias hidrográficas poderá validar-se o método racional, desde que:

- As precipitações determinantes em termos de génese de cheias são uniformes no tempo (por se referirem a durações que, por serem iguais aos tempos de concentração das bacias, são pequenas) e no espaço (devido às reduzidas áreas de bacia hidrográfica);
- o escoamento ocorre essencialmente sob a forma de escoamento à superfície do terreno;
- o armazenamento de água na rede de drenagem é negligenciável.

A expressão que define a método racional é dada:

$$Q = KCIA \quad (5.13)$$

Com:

$Q$ : Caudal de ponta de cheia para o período de retorno  $T$  (anos);

$I$ : Intensidade média da precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica e para aquele período de retorno;

$A$ : Área da bacia;

$C$ : Coeficiente de escoamento;

$K$ : Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno.

O produto do coeficiente de escoamento com o coeficiente de ajustamento não deve exceder a unidade.

Formulam-se, a seguir, algumas apreciações relativas à aplicação da método racional a uma dada bacia hidrográfica, fixado o período de retorno  $T$  para que se pretende desenvolver a análise de cheias.

Existe uma relação entre o máximo caudal e a área drenante e entre o caudal máximo e a intensidade de precipitação;

A intensidade de precipitação é constante no intervalo tempo  $t < t_c$  ( $t_c$  definido como tempo de concentração);

A precipitação e o caudal têm a mesma frequência ou período de retorno;

O tempo de duração da chuvada é igual ao tempo de concentração.

Se os acontecimentos pluviométricos com relevância para a análise de cheias forem de curta duração (escassas horas), admite-se que possam ser descritos, sem significativa perda de rigor, pelas respectivas intensidades médias da precipitação (Ponce, 1989);

Se a fórmula racional for aplicada a bacias hidrográficas a que correspondam grandes tempos de concentração e, conseqüentemente, durações das precipitações de projecto temporalmente, significativas, esperam-se estimativas dos caudais de ponta de cheia menos fiáveis por serem maiores as inexactidões que decorrem ao admitir a uniformidade temporal e espacial das intensidades das precipitações.

O coeficiente de escoamento é influenciado pelo período de retorno, na medida, em que as perdas da precipitação dependem do “défice” de humidade na bacia hidrográfica, ou seja, do estado da bacia hidrográfica no momento da ocorrência da chuvada – condições antecedentes de humidade e de armazenamento de água na bacia, incluindo na zona não permanentemente saturada.

Admite-se que quanto menores forem os antecedentes de humidade e armazenamento da bacia quanto maior é a excepionalidade do acontecimento pluviométrico. Normalmente, em acontecimentos pluviométricos muito excepcionais ocorrem períodos de elevada precipitação. Então, o valor do coeficiente de escoamento é em função do período de retorno, com o aumento deste período, de modo a traduzir a diminuição das perdas da precipitação.

Mas é essencialmente mediante o valor adoptado para a intensidade de precipitação que a fórmula racional faz intervir o período de retorno.

Como os coeficientes de escoamento analisados só são aplicáveis em chuvadas com períodos de retorno de 5 a 10 anos, para chuvadas menos frequentes será necessário corrigir o coeficiente de escoamento por intermédio de um coeficiente de ajustamento, K, apresentado o Quadro 5.16.

<b>Período de retorno</b>	<b>K</b>
25	1,10
50	1,20
100	1,25

Quadro 5.16– Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (Chow 1964).



## 6

## Cálculo Hidráulico

### 6.1 CAUDAL DE SAÍDA E DISPOSITIVOS DE REGULAÇÃO

A selecção do caudal de saída e a opção em termos de dispositivo de regulação de caudais é importante na medida em que esta condiciona o volume armazenado e o tempo de retenção e, consequentemente, a eficiência da bacia de retenção em termos quantitativos e qualitativos.

Os dispositivos de regulação de caudais podem permitir:

A manutenção de um caudal de saída constante qualquer que seja a altura de água na bacia. Nestes casos são utilizados dispositivos dinâmicos de regulação de caudais do tipo regulador por flutuador de nível ou válvula ou comporta monitorizada de abertura variável.

Um caudal de saída variável, função da altura de água na bacia. Nestes casos são utilizados dispositivos estáticos de regulação de caudais do tipo descarregador superficial (triangular ou rectangular) ou do tipo orifício (orifício propriamente dito ou comporta).

Tipo de dispositivo	Características
Orifício/comporta	Caudal variável, função da altura de água
Descarregador triangular ou rectangular	Caudal variável, função da altura de água sobre a soleira do descarregador e da geometria da bacia.
Regulador por flutuador de nível/válvula ou comporta monitorizada	Caudal constante (o nível de altura de água medido pelo flutuador que comanda a abertura da secção da descarga)
Filtro (de areia ou gravilha)	Caudal pouco variável. No caso particular das bacias de infiltração, situação aplicável quando não existe meio receptor aquático, a saída de caudal ou esvaziamento da bacia processa-se por infiltração.

Quadro 6.1 – Características dos diferentes tipos de dispositivos (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998).

### **Dispositivos estáticos:**

Os dispositivos estáticos de regulação são dispositivos fixos (sem partes moveis) cuja a variação de caudais esta associada à geometria do próprio dispositivo. Consideram-se essencialmente os dispositivos de descarga tipo orifício ou comporta e os descarregadores superficiais, triangulares ou rectangulares.

## **6.2 ORIFÍCIO**

No dimensionamento hidráulico de uma conduta (normalmente designada por aqueduto, quando se trata de uma PH), devem ter-se em particular atenção os seguintes aspectos:

- Posicionamento relativo do eixo do aqueduto em relação à orientação do escoamento;
- caudal de dimensionamento;
- altura disponível entre a cota da plataforma da via e a cota de fundo do talvegue do leito;
- diâmetro, ou geometria da conduta caso esta não seja circular;
- espessura da conduta; inclinação do leito e soleira do aqueduto; características do escoamento a montante e a jusante.
- a abordagem das considerações anteriores deverá ser feita numa perspectiva da quantificação dos efeitos sobre a própria passagem hidráulica e da definição de medidas para proteger e mitigar a ocorrência dos danos e prejuízos indesejáveis.
- o funcionamento hidráulico de uma conduta, depende do modo como o escoamento é controlado. O controlo do escoamento pode ser feito a montante ou a jusante, possibilitando:
  - escoamento com superfície livre ao longo de todo o aqueduto, estando a entrada do mesmo livre;
  - escoamento com superfície livre ao longo de todo o aqueduto, estando a entrada do mesmo afogada;
  - escoamento sob pressão ao longo de todo o aqueduto.
  - quando o controlo do escoamento è a montante, a capacidade de vazão do aqueduto é controlada pela altura de água a montante, pela geometria da estrutura de entrada e pela inclinação longitudinal da soleira do aqueduto.

Em termos práticos, sempre que possível devem considerar-se os tipos de escoamento com superfície e controlo a montante (escoamento tipo I e V do ), pois nestes tipos de escoamento, o caudal admitido apenas é condicionado pela altura de água a montante, pelo tipo de estrutura de entrada e inclinação longitudinal do aqueduto.

No dimensionamento das bacias de retenção, consideram-se apenas os escoamentos tipo I (quando a bacia de retenção está a começar a encher e portanto  $H_w/D < 1,5$ ) e tipo V (numa fase posterior ao enchimento,  $H_w/D \geq 1,5$ ).

Na Figura 6.1 apresenta-se a simbologia utilizada nas alíneas subsequentes. Uma passagem hidráulica è essencialmente constituída por estrutura de entrada, conduta, estrutura de saída e, eventualmente,

estrutura de dissipação de energia (consultar anexo A.2.2 com as velocidades para as quais é necessário uma estrutura deste tipo).

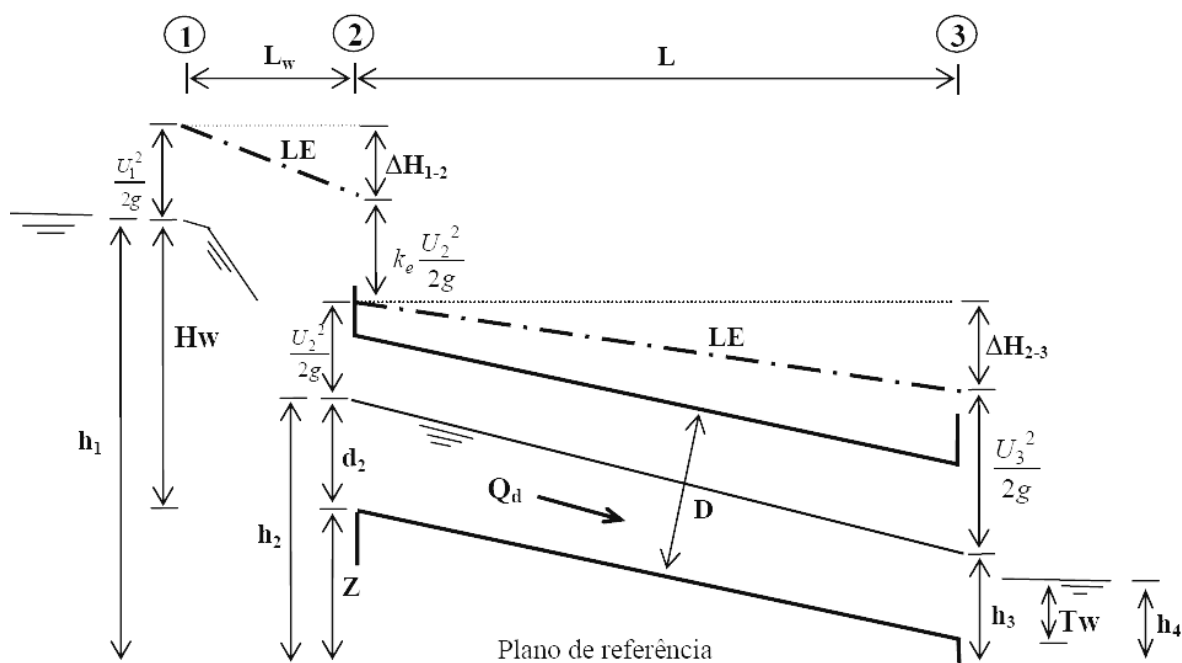


Figura 6.1– Aqueduto tipo. Simbologia utilizada (Martins 2000).

De acordo com as alturas de água a montante e a jusante e as características geométricas das passagens hidráulicas, diversos autores (Chow 1959, Bodhaine 1976, Frenche 1986 e Ramsbottom e Rickard 1997), consideram seis tipos de escoamento através de aquedutos, cujas principais características se apresentam a seguir.

Tipos de escoamento	Forma de escoamento	Controlo do escoamento	Hw/D	Tw/D	Tw/h <sub>c</sub>
I	Superfície livre	Entrada	<1,5	≤1,0	<1,0
II	Superfície livre	Saída	<1,5	≤1,0	≈1,0
III	Superfície livre	Saída	<1,5	≤1,0	>1,0
IV	Sob pressão	Saída	>1,0	>1,0	-
V	Superfície livre	Entrada	≥1,5	≤1,0	-
VI	Sob pressão	Saída	≥1,5	≤1,0	-

Quadro 6.2 – Tipos de escoamento através de aquedutos (adaptado de Bodhaine 1976 e de Feanche 1986).

### 6.2.1 ESCOAMENTO TIPO I – ALTURA CRÍTICA A MONTANTE

Neste tipo de escoamento, com a superfície livre e o controlo de escoamento na secção a montante do aqueduto, a altura crítica ocorre na vizinhança da entrada da conduta. Para a ocorrência deste tipo de escoamento será necessário verificarem-se as seguintes condições:

- A relação entre a altura de água a montante e a altura do aqueduto,  $H_w/D$ , não deve exceder 1,5;
- A inclinação da soleira do aqueduto,  $S_0$ , deve ser superior à inclinação crítica,  $S_c$ ;
- A altura de água a jusante tem de ser inferior à altura crítica na mesma secção.

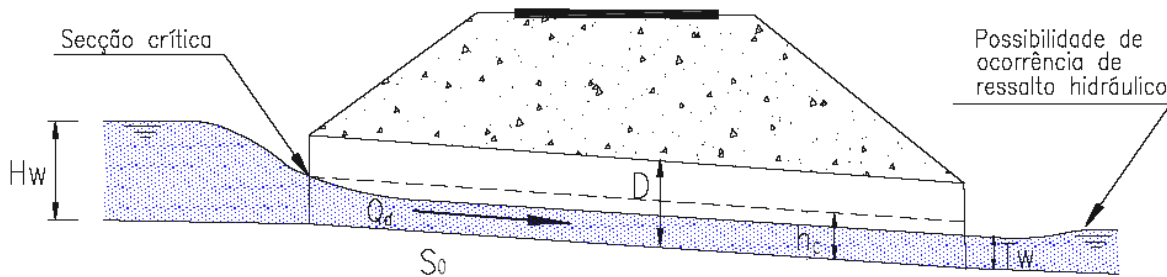


Figura 6.2 – Escoamento tipo I (Martins 2000).

Equação de dimensionamento adaptada de Bodhaine 1976 e French 1986:

$$Q_d = C_D \times A_c \times \sqrt{2 \times g \times \left( H_w + \alpha_1 \times \frac{U_1^2}{2 \times g} - h_c - \Delta H_{1-2} \right)} \quad (6.1)$$

$$\frac{H_w}{D} < 1,5 \quad \frac{T_w}{D} \leq 1,0 \quad \frac{T_w}{h_c} < 1,0$$

### 6.2.2 ESCOAMENTO TIPO II – ALTURA CRÍTICA A JUSANTE

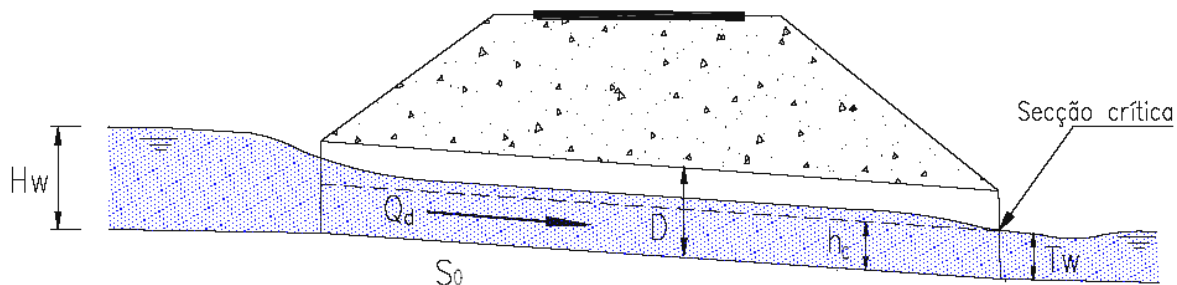


Figura 6.3 – Escoamento tipo II (Martins 2000).

Equação de dimensionamento adaptada de Bodhaine 1976 e French 1986:

$$Q_d = C_D \times A_c \times \sqrt{2 \times g \times \left( Hw + z + \alpha_1 \times \frac{U_1^2}{2 \times g} - h_c - \Delta H_{1-2} - \Delta H_{2-3} \right)} \quad (6.2)$$

$$\frac{Hw}{D} < 1,5 \quad \frac{Tw}{D} \leq 1,0 \quad \frac{Tw}{h_c} \approx 1,0$$

### 6.2.3 ESCOAMENTO TIPO III- ESCOAMENTO LENTO EM TODO O AQUEDUTO

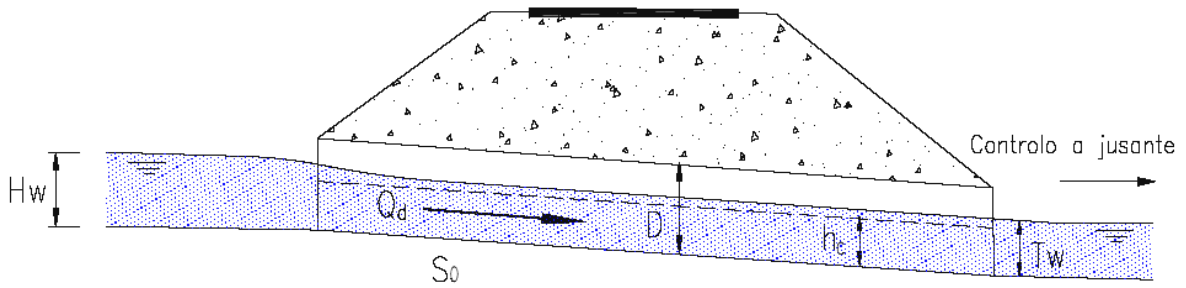


Figura 6.4 – Escoamento tipo III (Martins 2000).

Equação de dimensionamento adaptada de Bodhaine 1976 e French 1986:

$$Q_d = C_D \times A_c \times \sqrt{2 \times g \times \left( Hw + z + \alpha_1 \times \frac{U_1^2}{2 \times g} - h_3 - \Delta H_{1-2} - \Delta H_{2-3} \right)} \quad (6.3)$$

$$\frac{Hw}{D} < 1,5 \quad \frac{Tw}{D} \leq 1,0 \quad \frac{Tw}{h_c} > 1,0$$

### 6.2.4 ESCOAMENTO TIPO IV - SAÍDA SUBMERSA

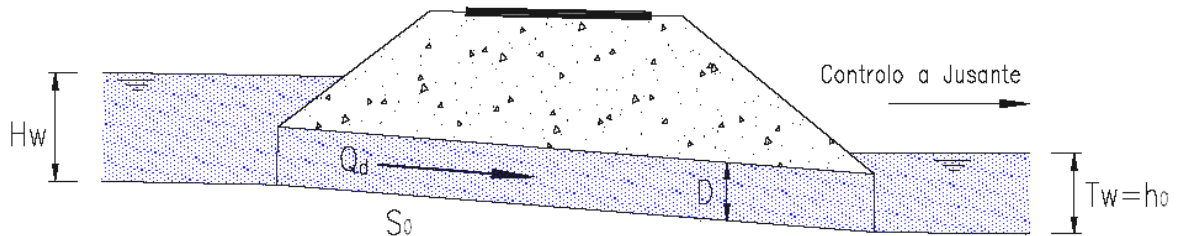


Figura 6.5 – Escoamento tipo IV (Martins 2000).

Equação de dimensionamento adaptada de Bodhaine 1976 e French 1986:

$$Q_d = C_D \times A \times \sqrt{\frac{2 \times g \times (Hw - Tw)}{1 + (29 \times C^2 \times n^2 \times \frac{L}{R^{3/4}})}} \quad (6.4)$$

$$\frac{Hw}{D} < 1,0 \quad \frac{Tw}{D} > 1,0$$

#### 6.2.5 ESCOAMENTO TIPO V – ENTRADA AFOGADA E REGIME RÁPIDO

No escoamento do tipo V, o dimensionamento hidráulico pode ser efectuado da mesma forma que o escoamento por orifícios.

Neste caso, a relação entre a altura da água e montante e a altura do aqueduto,  $Hw/D$ , excede o valor de 1,5, processando-se o controlo do escoamento a montante. Ao longo de todo o aqueduto a altura da superfície livre é sempre inferior à altura crítica, havendo a possibilidade de ocorrência de ressalto hidráulico a jusante da estrutura de saída.

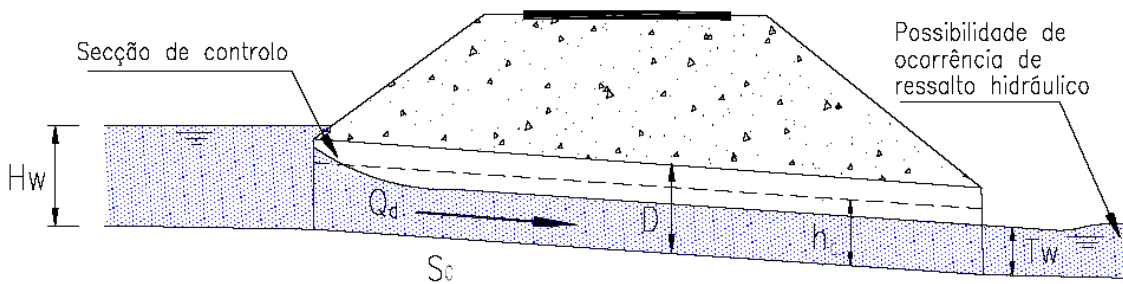


Figura 6.6 – Escoamento do tipo V (Martins 2000)

#### 6.2.6 ESCOAMENTO TIPO VI - SECÇÃO CHEIA COM SAÍDA LIVRE

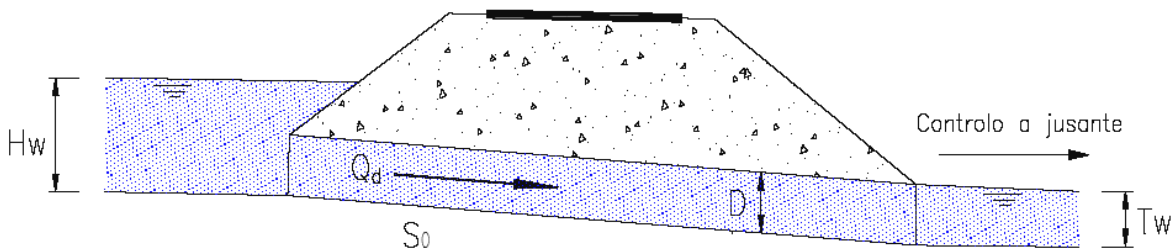


Figura 6.7 – Escoamento tipo VI (Martins 2000).

Equação de dimensionamento adaptada de Bodhaine 1976 e French 1986:

$$Q_d = C_D \times A \times \sqrt{2 \times g \times (Hw + z - h_3 - \Delta H_{2-3})} \quad (6.5)$$

$$\frac{H_w}{D} \geq 1,5 \quad \frac{T_w}{D} \leq 1,0$$

Simbologia:

$Q_d$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]: caudal de dimensionamento;

$A$  [ $\text{m}^2$ ]: área da secção transversal do aqueduto;

$A_c$  [ $\text{m}^2$ ]: área crítica de escoamento;

$D$  [m]: diâmetro ou altura da secção transversal do aqueduto;

$H_w$  [m]: altura de água acima da soleira na secção de montante;

$T_w$  [m]: altura de água acima da soleira à saída de aqueduto;

$S_0$  [ ]: inclinação da soleira do aqueduto;

$C_D$  [ ]: coeficiente de vazão;

$h_c$  [m]: altura crítica;

$h_0$  [m]: parâmetro depende da altura de água a jusante;

$U$  [m/s]: velocidade média do escoamento;

$\alpha_1$  [ ]: coeficiente de Coriolis;

$n$  [ ]: coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning-Strickler;

$R$  [m]: raio hidráulico;

$g$  [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]: aceleração da gravidade;

$\rho$  [ $\text{Kg}/\text{m}^3$ ]: massa específica.

A determinação dos coeficientes de vazão dos escoamentos do tipo I, II e III pode ser efectuada pelo Gráfico 6.1, no caso de estruturas de entrada com muro de testa vertical. Se os bordos da estrutura de entrada forem arredondados ou em bisel, os valores obtidos no Gráfico 6.1 devem ser corrigidos de acordo com os Gráfico 6.2 e Gráfico 6.3.

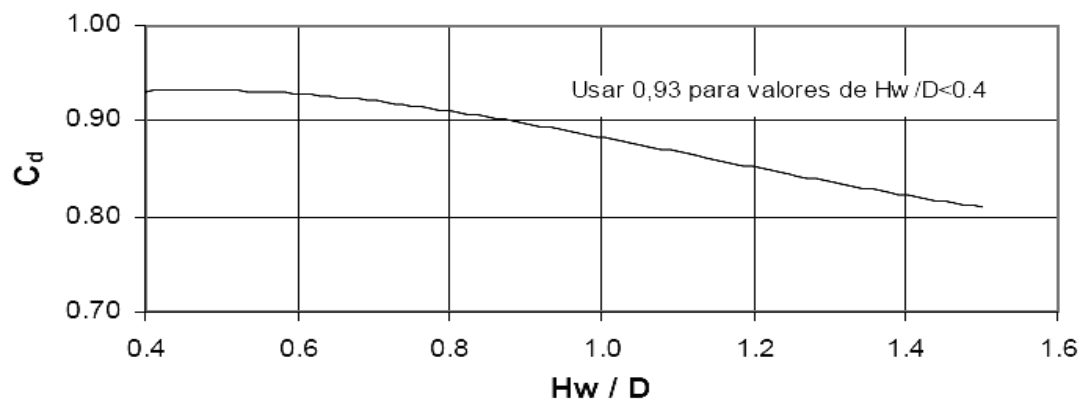


Gráfico 6.1 – Coeficiente de vazão para escoamentos dos tipos I, II e III. Estrutura de entrada com bordos em aresta viva (adaptado de Bodhaine 1976).

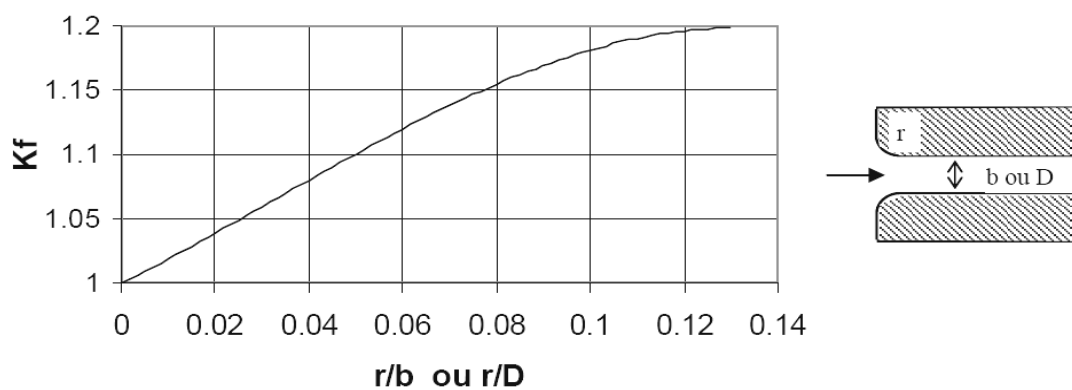


Gráfico 6.2 – Aqueduto com os bordos de entrada arredondados. Correções ao coeficiente de vazão (adaptado de Bodhaine 1976).

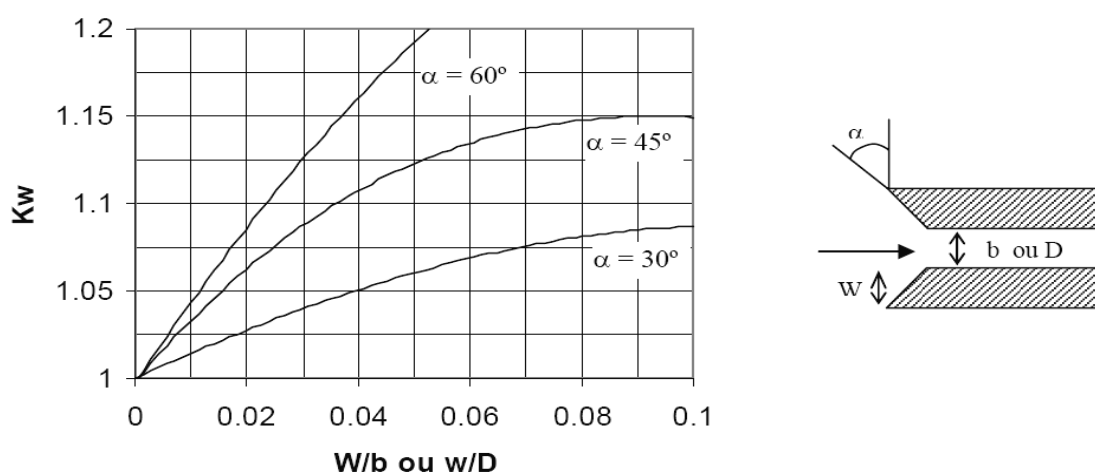


Gráfico 6.3 – Aqueduto com os bordos de entrada bisel. Correções ao coeficiente de vazão (adaptado de Bodhaine 1976).



Se o escoamento for do tipo V, o coeficiente de vazão pode ser determinado a partir do Quadro 6.3.

Hw/D	r/D ou w/D						
	0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,14
1,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
1,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
1,6	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6
1,7	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
1,8	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
1,9	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
2,0	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
2,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7
3,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7
3,0	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
4,0	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
5,0	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7

Quadro 6.3 – Coeficiente de vazão. Escoamento tipo V. (adaptado do Bodhaine 1976 e de Frenche 1986).

Para os escoamentos dos tipos IV e VI, o coeficiente de vazão pode ser determinado por interpolação dos valores do Quadro 6.4. Em função da geometria da estrutura de entrada os coeficientes de vazão do Quadro 6.4 devem ser corrigidos de acordo com o Gráfico 6.2 e Gráfico 6.3.

Valores de r/D ou w/D	Coeficiente de vazão, $C_D$
0,00	0,84
0,02	0,88
0,04	0,91
0,06	0,94
0,08	0,96
0,10	0,97
0,12	0,98

Quadro 6.4 – Escoamentos tipo IV e VI. Coeficiente de vazão (adaptado de Bodhaine, 1976).

Os cálculos das perdas de carga encontram-se no anexo A.2.1.

### 6.3 DESCARREGADORES

Existem vários descarregadores de diferentes tipos e constituição, cuja utilização depende das condições topográficas e hidráulicas existentes. A opção por um tipo de descarregador e a sua concepção devem ser analisadas em cada caso tomando em consideração o tipo de bacia de retenção, juntamente com os aspectos de segurança e com critérios económicos, de modo a obter uma solução adequada aos condicionalismos existentes e economicamente aceitável.

Os descarregadores podem ser:

- Soleira delgada, quando a espessura da crista (parte da soleira em contacto com a água) tem dimensões muito reduzidas (tipo Bazin);
- soleira espessa, quando a crista tem dimensões longitudinais não desprezáveis.

#### Descarregador de soleira espessa

Descarregador de soleira espessa (Brater & King, 1976):

$$Q = C_w \times L_d \times H^{1,5} \quad (6.6)$$

Com:

$Q$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]: vazão;

$C_w$  [ ]: coeficiente de vazão;

$L_d$  [m]: largura da crista do descarregador;

$H$  [m]: altura da água acima da crista do descarregador.

Um dos carregadores mais utilizados em bacias de retenção, é o descarregador de Cipolletti (Matias 2006). Este tipo de descarregador tem uma forma trapezoidal, cuja inclinação dos lados foi determinada para que o aumento de caudal devido aos pequenos triângulos laterais compensasse o efeito de contracção. A inclinação dos lados é de 1 de base para 4 de altura e a fórmula do caudal do descarregador é:

$$Q = 1,83 \times L_d \times H^{1,5} \text{ (Manzanares 1980)} \quad (6.7)$$

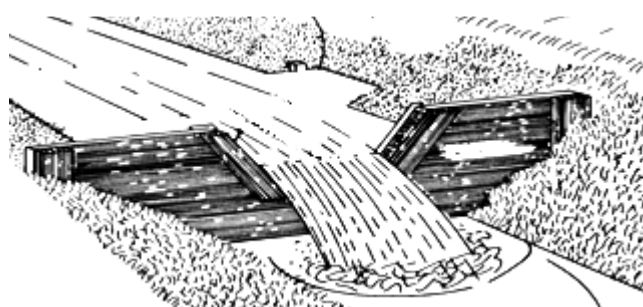


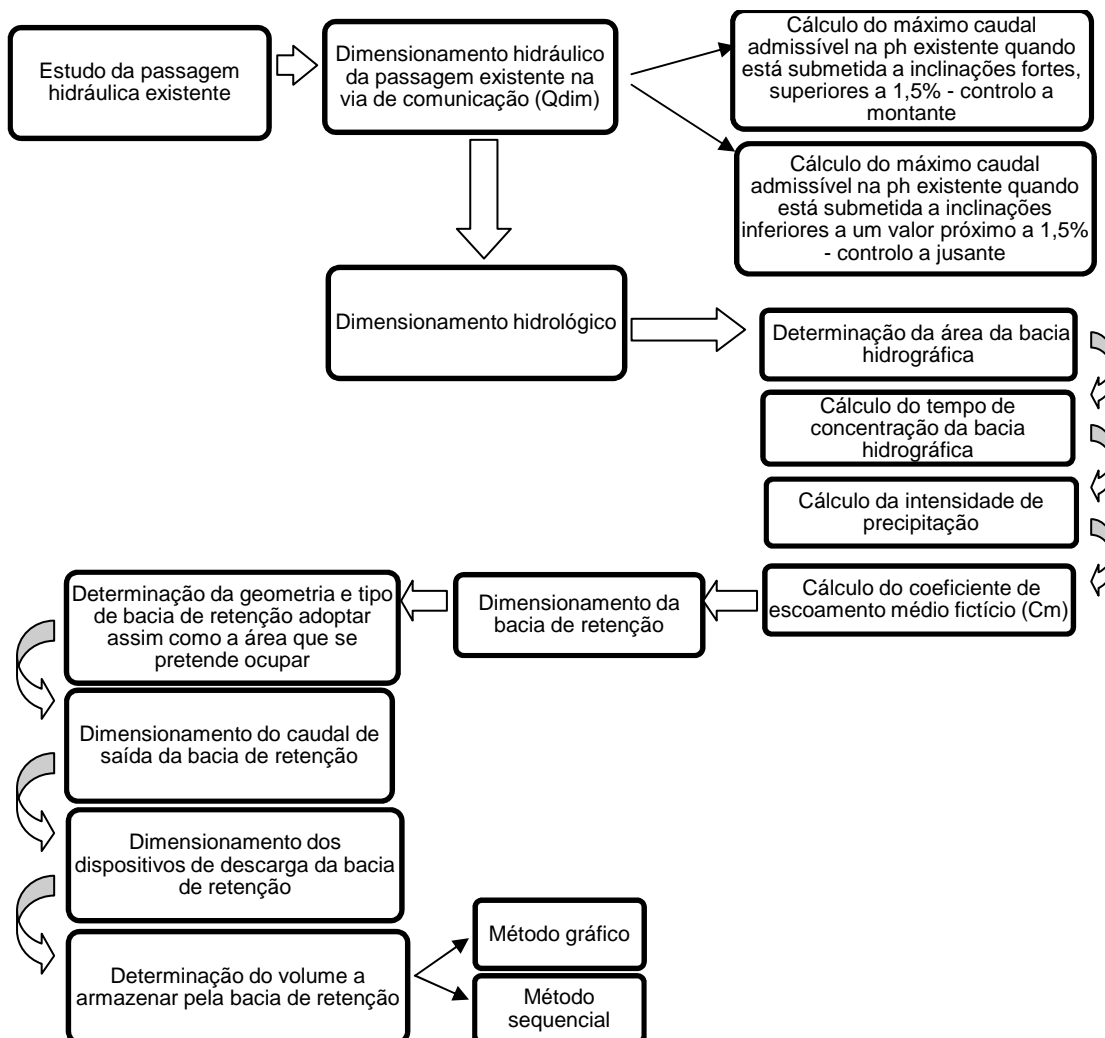
Figura 6.8 - Descarregador de Cipolletti.

# 7

## Metodologia de cálculo proposta para o dimensionamento de uma bacia de retenção na própria urbanização

### 7.1 RESUMO DO PROCESSO DE CÁLCULO PARA O DIMENSIONAMENTO DE UMA BACIA DE RETENÇÃO SITUADA NA PRÓPRIA ZONA A URBANIZAR

O esquema que se segue, mostra de forma simples, para uma melhor percepção do processo de cálculo adoptado.



## 7.2 ESTUDO DA PASSAGEM HIDRÁULICA EXISTENTE

O caudal máximo permitido pelo aqueduto pode ser obtido através do dimensionamento hidráulico. Obtido este valor deverá usar-se a hidrologia para calcular o coeficiente de escoamento médio fictício que corresponde a esse caudal.

### 7.2.1 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

No escoamento com controlo a montante, que se observa em condutas parcialmente cheias, a capacidade de vazão do aqueduto é controlada pela altura a montante, pela geometria da estrutura de entrada, que inclui a secção transversal. Quando o escoamento em superfície livre tem controlo a jusante, a capacidade de vazão do colector é em função das perdas de carga da secção de entrada, da altura de água a montante, da rugosidade da conduta, do seu comprimento, do diâmetro ou altura da secção e da inclinação do aqueduto e da altura de água a jusante.

A gama de declives mais frequentes utilizada no dimensionamento hidráulico de um aqueduto corresponde a situações de declive forte. Nestes casos o escoamento é crítico na secção de entrada do aqueduto e em regime rápido ao longo de todo o aqueduto, desde que a altura de água a jusante não seja superior à crítica.

A altura mínima de água e a velocidade máxima verificam-se na extremidade de jusante quando o aqueduto é de declive forte.

#### 7.2.1.1 Cálculo do máximo caudal da conduta existente quando está submetida a inclinações fortes (superiores a 1,5% - Controlo a Montante)

Dados a respeitar:

- Dimensões da ph; forma: rectangular; circular; etc.;
- altura que é permitida a água atingir a montante.

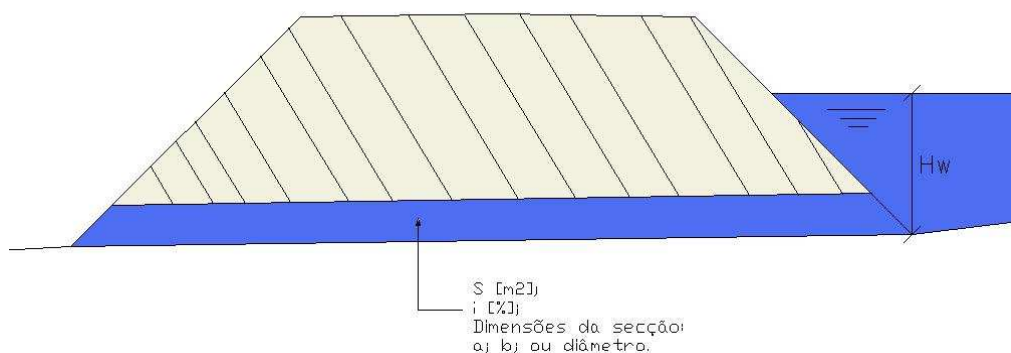


Figura 7.1 – Esquema de uma passagem hidráulica numa via.

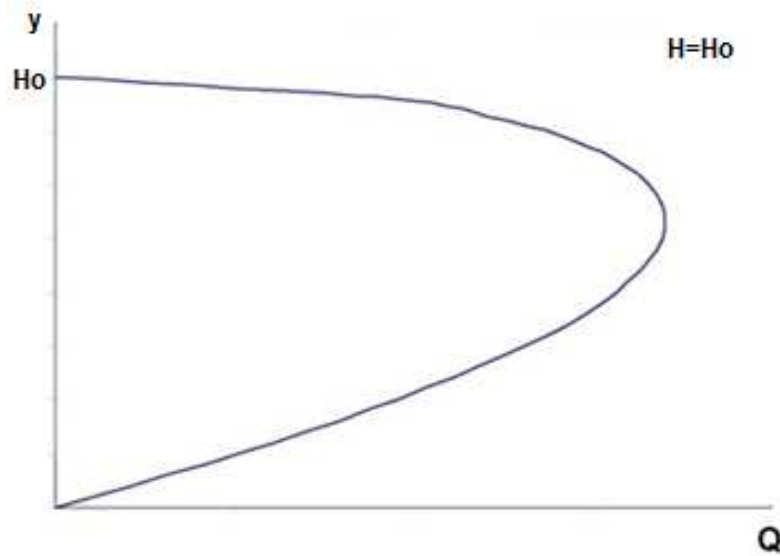


Figura 7.2 – Variação da energia específica com o caudal.

Num dado canal, o caudal máximo com que se dá o escoamento para a energia específica  $H_o$  corresponde ao regime crítico. Esta energia específica  $H_o$  é a energia específica mínima com que se dá o escoamento desse caudal naquele canal.

#### Pelo teorema de Bernoulli

$$H = y + \frac{Q^2}{2 \times g \times S^2} \quad (7.1)$$

O caudal vem:

$$Q = \sqrt{2 \times g} \times S \times \sqrt{H - y} \quad (7.2)$$

Determinação da altura da água para o caudal máximo correspondente a essa carga:

$$y = H - \frac{S}{2 \times L} \quad (7.3)$$

Com:

$y$  [m]: altura da água correspondente ao caudal máximo para a carga  $H$ .

Determinação do caudal máximo em secções rectangulares e circulares:

**Secção rectangular:**

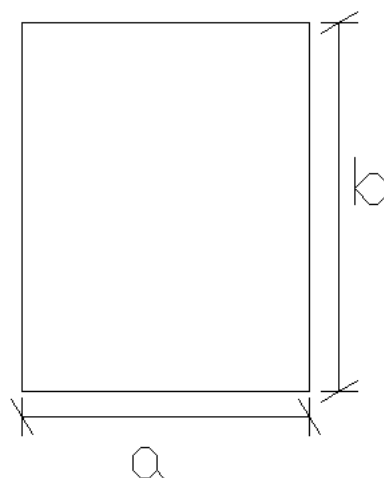


Figura 7.3 – Secção rectangular da passagem hidráulica.

Numa secção rectangular o valor de  $y$ , para o qual o caudal é máximo é:

$$y = \frac{2 \times H}{3} \quad (7.4)$$

O que conduz a um caudal máximo de:

- Para  $y < b$ :

$$Q_{max.} = \sqrt{2 \times g} \times a \times y \times \sqrt{\frac{H}{3}} \quad (7.5)$$

- Para  $y \geq b$ ,  $y \Rightarrow b$ :

$$Q_{max.} = \sqrt{2 \times g} \times a \times b \times \sqrt{H - b} \quad (7.6)$$

Quando  $y=b$ , então  $H = 1,5 \times b$  e,  $Q_{máx} = \sqrt{2 \times g} \times a \times b \times \sqrt{0,5 \times b}$

Com:

$a$  [m]: base da secção;

$b$  [m]: altura da secção;

$g$  [m/s<sup>2</sup>]: aceleração da gravidade.

Para secções circulares:

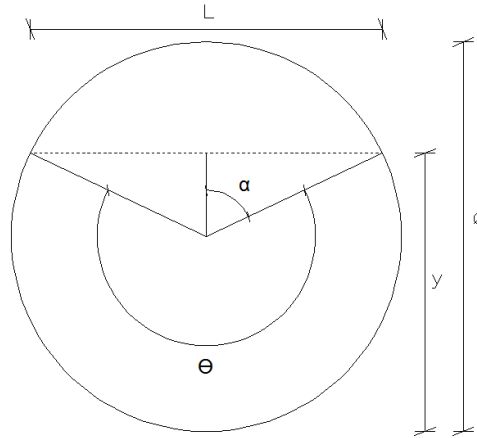


Figura 7.4 – Secção circular da passagem hidráulica. Personalizada

Secção

$$S = \frac{\emptyset^2}{8} (\theta - \sin \theta) \quad (7.7)$$

Comprimento da superfície livre:

$$L = \emptyset \times \sin \frac{\theta}{2} \quad (7.8)$$

A altura da água, y:

$$y = \frac{\emptyset}{2} \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (7.9)$$

Então,

$$H - \frac{\frac{\emptyset^2}{8} (\theta - \sin \theta)}{2 \times \emptyset \times \sin \frac{\theta}{2}} = \frac{\emptyset}{2} \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \leftrightarrow$$

Segundo(A. Lencastre 1969), o caudal máximo para  $y \cong 0,8\emptyset$ , é:

$$\theta = 4,4286 \text{ rad} = 253,7398^\circ \quad (7.10)$$

- Para  $y < b$ :

$$Q = \sqrt{2 \times g} \times \frac{\phi^2}{8} (\theta - \sin \theta) \times \sqrt{\frac{\phi \times (\theta - \sin \theta)}{16 \times \sin \frac{\theta}{2}}} \quad (7.11)$$

- Para  $y \geq b$ ,  $y=\phi$ :

$$Q = \sqrt{2 \times g} \times S \times \sqrt{H - \phi} \quad (7.12)$$

7.2.1.2 Cálculo do máximo caudal para aquedutos com inclinações inferiores a um valor próximo de 1,5% – Controlo a Jusante.

### Pela expressão de Manning – Strickler

Neste tipo de escoamento o caudal máximo permitido, pode ser obtido através da expressão Mannig-Strikler, neste caso o escoamento não é controlado a montante mas jusante.

$$Q = S \times K_s \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \quad (7.13)$$

Com:

$K_s$  [ $m^{1/3}/s$ ]: coeficiente de Strickler, relacionado com a rugosidade da conduta;

$R$  [m]: raio hidráulico, que é a relação entre área molhada e perímetro molhado;

$i$  [m/m]: declividade da passagem hidráulica;

$S$  [m<sup>2</sup>]: área molhada.

Características da secção	$K_s$ [ $m^{1/3}/s$ ]
Condutas de betão em mau estado	20
Condutas de ferro fundido não revestidas	50
Condutas de grés	80
Condutas de betão bem liso	85
Condutas de ferro galvanizado	110
Condutas de cobre, polietileno	150

Quadro 7.1 - Coeficiente de Strickler([http://disciplinas.dcea.fct.unl.pt/hidraulica/a\\_textosapoio/acr/2006-H1-TEOR-13-PRESSAO-2-R0.pdf](http://disciplinas.dcea.fct.unl.pt/hidraulica/a_textosapoio/acr/2006-H1-TEOR-13-PRESSAO-2-R0.pdf) s.d.).



## 7.2.2 ESTUDO HIDROLÓGICO

Esquematisam-se de seguida as etapas sugerida para a análise das medidas a tomar para impedir que a urbanização progressiva conduza a caudais superiores àqueles que a passagem hidráulica existente na via de comunicação pode escoar.

### 7.2.2.1 Determinar a área da bacia hidrográfica ou de parte da bacia hidrográfica em estudo, assim como da área da zona urbanizada

Existem diferentes formas para o cálculo das áreas. Apresentam-se aqui duas formas empíricas e uma sugestão de um programa informático.

#### 1) Aplicação do Método de Simpson

No cálculo de uma área, aproxima as curvas limite da bacia hidrográfica a equações do segundo grau, entre cada três pontos.

$$A = \frac{h}{3} \times \left( f(x_0) + f(x_n) + 2 \sum_{i=1}^{m-1} f(x_{2i}) + 4 \sum_{i=1}^m f(x_i) \right) \quad (7.14)$$

$$h = \frac{f(x_n) - f(x_0)}{n}$$

$$n = 2m$$

$$i = 0, \dots, n$$

#### 2) Aplicação do Método dos trapézios

No cálculo de uma área aproxima as curvas limite da bacia hidrográfica a equações lineares, entre cada par de pontos consecutivos.

$$A = \left( f(x_0) + f(x_n) + 2 \sum_{i=1}^{n-1} f(x_{2i}) \right) \quad (7.15)$$

Conforme o rigor pretendido assim o valor de h (espaçamento entre as linhas de chara constante) deverá ser reduzido. Medindo graficamente e com recurso a um programa informático (*Autocad*) os valores  $f(x_i)$ , colocados em tabela, poderão ser calculados automaticamente.

#### 3) Autocad

O *Autocad* permite o cálculo automático das áreas.

#### 7.2.2.2 Uso da fórmula de Témez para o cálculo do tempo de concentração

A escolha da fórmula para o cálculo do tempo de concentração é baseada na simplicidade da sua aplicação, mas outras fórmulas podem ser usadas (conforme capítulo 5).

No caso de bacias do tipo rural:

$$t_c = 0,3 \times \left( \frac{L_b}{i_m^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (7.16)$$

Com:

$t_c(h)$ : Tempo de concentração;

$L_b(km)$ : Extensão do curso de água principal;

$i_m()$ : Declive médio do curso de água principal.

#### Cálculo do declive médio do curso de água principal:

Para conseguir este objectivo dever-se-á dividir o curso de água principal por troços com características constantes: com declive e com características de escoamento idênticos. Com estes dados, é então possível, recorrendo às potencialidades informáticas, determinar o declive médio do curso de linha de água principal, assim que introduzidas as cotas dos talwegues.

$$i_m = \frac{\sum_i^n i_i}{n} \quad (7.17)$$

No caso de bacias do tipo urbano:

$$t'_c = \frac{t_c}{1 + 3\sqrt{\mu(2 - \mu)}} \quad (7.18)$$

Com:

$t'_c[h]$ : Tempo de concentração de uma bacia urbana;

$t_c[h]$ : Tempo de concentração de uma bacia rural;

$\mu[]$ : parâmetro que relaciona a superfície impermeabilizada pela ocupação urbana com a superfície total da bacia. No Quadro 5.1 (conforme capítulo 5) são indicados valores destes coeficientes para diferentes tipologias de ocupação de solo.

O tempo de concentração total para bacias mistas é o somatório dos tempos de concentração das sub-bacias.

#### 7.2.2.3 Cálculo da intensidade de precipitação da zona em estudo, com o tempo de retorno do projecto

$$I = a(T) \times t^{b(T)} \quad (7.19)$$

Com:

$I[\frac{mm}{h}]$ : intensidade média da precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica e para aquele período de retorno;

$t[h]$ : tempo de precipitação;

$a$  e  $b$  [ ]: constantes (função do período de retorno e da localização da bacia hidrográfica).

#### 7.2.2.4 Cálculo do coeficiente de escoamento máximo, permitido pela PH

Este é o passo mais relevante no enquadramento do estudo hidrológico. Sugere-se que, a partir da secção da passagem hidráulica existente se use a sua capacidade máxima de escoamento para avaliar um coeficiente de escoamento médio fictício que corresponderia a esse caudal máximo compatível com a secção da P.H.

Usa-se então, o caudal máximo permitido pela passagem hidráulica, tendo em consideração a altura de água máxima permitida a montante da P.H., obtido no dimensionamento hidráulico, como caudal de dimensionamento ( $Q_{dim}$ ).

Então, hidrologicamente:

$$\begin{aligned} Q_{dim} &= \frac{C_m \times I \times 10^{-3} \times A \times K}{3600} \leftrightarrow \\ \leftrightarrow C_m &= \frac{3600 \times Q_{dim}}{I \times A \times K \times 10^{-3}} \leftrightarrow \\ \leftrightarrow C_m &= \frac{3,6 \times 10^6 \times Q_{dim}}{I \times A \times K} \end{aligned} \quad (7.20)$$

Com:

$Q_{dim}[m^3/s]$ : caudal de ponta de cheia para o período de retorno T (anos) susceptível de ser escoado pela P.H. existente;

$I[\frac{mm}{h}]$ : intensidade média da precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica e para aquele período de retorno;

$A[m^2]$ : a área da bacia;

$C_m$  [ ]: coeficiente de escoamento médio;

$K$  [ ]: coeficiente de ajustamento em função do período de retorno.

Os valores de K, dependem do período de retorno e estão representados no Quadro 5.2 (conforme capítulo 5).

Este cálculo traduz uma homogeneização da bacia a nível de escoamento; então qualquer variação do coeficiente de escoamento referente a uma determinada área irá reflectir-se no coeficiente de escoamento global.

Quando essa variação se verifica de modo a que a bacia hidrográfica atinja um coeficiente de impermeabilização tal, que ultrapasse o coeficiente de escoamento global fictício ( $C_m$ ), haverá necessidade de construir bacias de retenção nas urbanizações de forma a amortecer o caudal de cheia.

É necessário ter em consideração o seguinte: como as bacias hidrográficas não são homogéneas, inicialmente (antes das urbanizações provocarem um aumento do coeficiente escoamento global) existem zonas em que o coeficiente de escoamento é superior ao coeficiente de escoamento global fictício, pelo que o uso deste para o dimensionamento deverá ser alvo de particular atenção por parte do projectista, para que o coeficiente de escoamento global final da bacia hidrográfica não seja ultrapassado.

### 7.3 DIMENSIONAMENTO DA BACIA DE RETENÇÃO

#### 7.3.1 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA FÍSICA

De acordo com o tipo de bacia que se pretende (uma bacia do tipo seca ou do tipo do nível de água permanente (conforme capítulo 3)), da área que é possível ocupar para a sua implantação e do relevo do terreno (de forma a diminuir os movimentos de terra), definem-se as dimensões da bacia.

Conhecendo o volume de armazenamento, a área e a geometria da futura bacia de retenção é possível dimensionar a sua estrutura física.

O volume de armazenamento pode ser calculado através de expressões geométricas expressas em função da profundidade. Pode, por conseguinte, ser calculado através de cartas topográficas em formato digital introduzidos num software próprio (*ArcGIS*, etc.) ou manualmente através dos seguintes métodos:

- 1) Método da média das áreas;
- 2) método da pirâmide;
- 3) fórmula da secção prismática;
- 4) fórmula da secção cónica circular.

Esses métodos estão, devidamente, tratados em GDOE (2001) e USDA (1997).

- 1) Método da média das áreas (VDOT 2001)

$$V_{1,2} = \frac{A_1 \times A_2}{2} \times d \quad (7.21)$$

Com:

$V_{1,2}$ [m<sup>3</sup>]: volume de armazenamento entre a elevação 1 e 2;

$A_1$ [m<sup>2</sup>]: área da superfície da elevação 1;

$A_2$ [m<sup>2</sup>]: área da superfície da elevação 2;

$d$  [m]: distancia na vertical medida entre os dois planos.

## 2) Método da pirâmide

$$V = \frac{1}{6} \times \frac{(m + n) \times (c + d)^2}{c} \times h^3 \quad (7.22)$$

Com:

$V [m^3]$ : volume de armazenamento;

$n, m$  e  $d [ ]$ : factores de declive dos taludes (razão entre a horizontal e a vertical);

$c [ ]$ : factores de declive d a linha de água (razão entre a horizontal e a vertical);

$h [m]$ : profundidade da bacia.

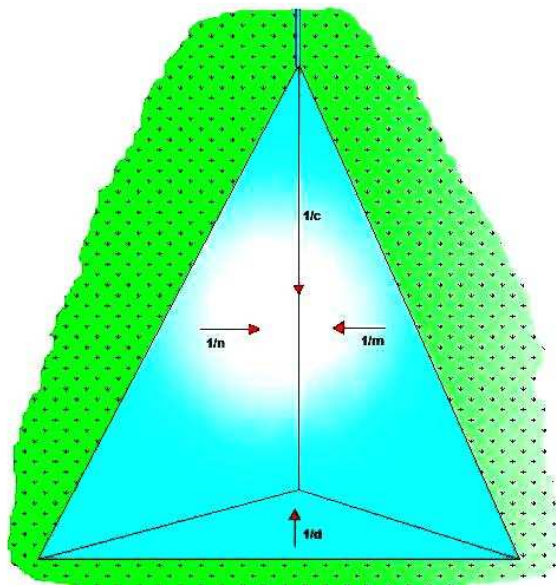


Figura 7.5 – Planta da bacia de retenção com geometria piramidal.

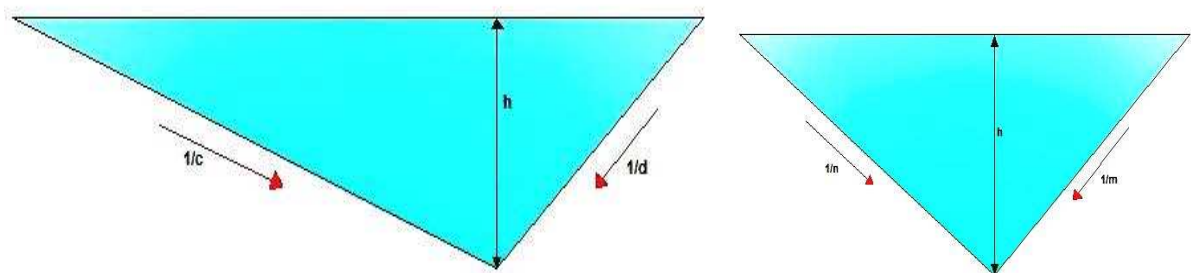


Figura 7.6 – Perfil da bacia de retenção com geometria piramidal.

### 3) Fórmula da secção prismática (VDOT 2001)

$$V = L_b \times b \times h + (L_b + b) \times z \times h^2 + 2 \times z^2 \times h^3 \quad (7.23)$$

Com:

$V [m^3]$ : volume de armazenamento;

$L_b [m]$ : comprimento da base da bacia;

$b [m]$ : largura da base da bacia;

$h [m]$ : profundidade da bacia;

$z [ ]$ : factores de declive dos taludes (razão entre a horizontal e a vertical).

Esta fórmula é indicada para o cálculo do volume de bacias de retenção de secção trapezoidal.

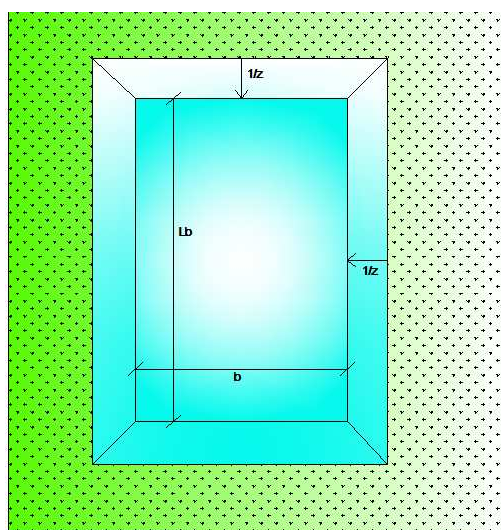


Figura 7.7 – Planta da bacia de retenção com geometria prismática.



Figura 7.8 – Perfil da bacia de retenção com geometria prismática

### 7.3.2 DETERMINAÇÃO DO CAUDAL EFLUENTE (CAUDAL DE SAÍDA) DA BACIA DE RETENÇÃO

$$q_{s_i} = \frac{Q_{dim}}{A} \times \sum_{i=1}^n A_{urbanizadas_i} - \frac{Q_{dim}}{A} \times \sum_{i=1}^{n-1} A_{urbanizadas_i} \leftrightarrow$$

$$q_{s_i} = \frac{Q_{dim}}{A} \times A_{urbanizada_i} \quad (7.24)$$

Com:

$q_{s_i}$  [m<sup>3</sup>/s]: caudal efluente na bacia de retenção;

$Q_{dim}$  [m<sup>3</sup>/s]: caudal máximo permitido pela passagem hidráulica;

$A$  [m<sup>2</sup>]: área total da bacia hidrográfica;

$A_{urbanizadas_i}$  [m<sup>2</sup>]: área urbanizada i.

O caudal efluente da bacia de retenção deverá ser igual, ao caudal produzido pela área a urbanizar na situação antes da urbanização. Cada área i só poderá contribuir, durante a chuvada com um caudal que esta relacionado com a respectiva área.

Exemplo:

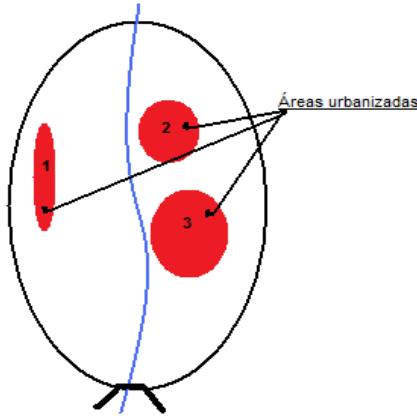


Figura 7.9 – Bacia hidrográfica já com zonas urbanizadas (1 e 2) quando uma nova área 3 vai ser impermeabilizada.

$$q_{s_i} = \frac{Q_{dim}}{A} \times \sum_{i=1}^n (A_1 + A_2 + A_3) - \frac{Q_{dim}}{A} \times \sum_{i=1}^{n-1} (A_1 + A_2) \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow q_{s_i} = \frac{Q_{dim}}{A} \times A_3 \quad (7.25)$$

É de notar que, não é só a área urbanizada que contribui com escoamento para a bacia de retenção, pois poderá existir uma área superior que também afluí a esta. Denominou-se por área de influência da bacia de retenção a toda a área que afluí a esta.

De seguida analisar-se-á a área de influência para determinar o caudal de saída da bacia de retenção:

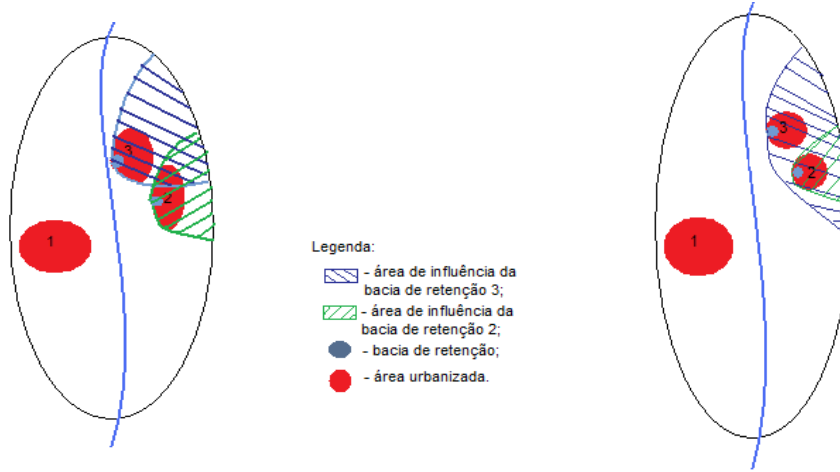


Figura 7.10 – Área de influência da bacia de retenção 3 quando existe a área 2 já impermeabilizada.

A Figura 7.10 esquematiza graficamente duas situações distintas de influência recíproca de bacias hidrográficas em dois casos idênticos de urbanização de uma fracção de território. Em ambos os casos existe uma cronologia de impermeabilização das pequenas sub-áreas consideradas (1, 2 e 3, em que esta última área é a que corresponde à área urbanizada em estudo).

Têm, no entanto, diferenças estas duas situações quanto à influência recíproca das respectivas bacias.

No primeiro caso, parte da área de influência da bacia de retenção da área urbanizada 2, pertence à área de influência da bacia de retenção da área urbanizada 3, como a urbanização 3 surge depois da urbanização 2, há uma parte da área de influência da bacia de retenção 3 que não entra no dimensionamento porque já entrou no dimensionamento da bacia de retenção 2. Então à área de influência 3, se for bastante significativo, deve ser subtraída da área que está influenciada por outra bacia de retenção. Assim será se a água armazenada nessa bacia não afluí a área de influência da bacia a dimensionar.

O segundo caso documenta o contrário, isto é, na área de influência da bacia a dimensionar existe uma outra bacia de retenção que faz afluí a sua água armazenada à área da influência da bacia a dimensionar. Neste caso deve-se analisar a área de influência da bacia 2 e verificar se essa área está toda inserida na área de influência da bacia a dimensionar. Caso isso não aconteça terá que se somar à área de influência da bacia a dimensionar a área da bacia anterior que não está contida na área de influência de dimensionamento.

$$q_{s_i} = \frac{Q_{dim}}{A} \times A_{inf_i} \quad (7.26)$$

$$\sum q_{s_i} \leq Q_{dim} \quad (7.27)$$



Com:

$q_s$  [ $m^3/s$ ]: caudal de saída da bacia de retenção;

$Q_{dim}$  [ $m^3/s$ ]: caudal máximo permitido pela passagem hidráulica e pela altura de água máxima desejada;

$A$  [ $m^2$ ]: área total da bacia hidrográfica;

$A_{inf}$  [ $m^2$ ]: área em que a precipitação contribui para a bacia de retenção.

Este cálculo permite determinar o máximo caudal de saída da bacia de retenção permitido; o dimensionamento dos dispositivos de descarga é feito tendo por base este caudal.

Uma das limitações desta metodologia é a não contabilização, para o cálculo do volume de armazenamento, do caudal de saída da bacia de retenção e do caudal produzido na situação inicial, ou seja, antes de se proceder à autorização para um acréscimo da urbanização. Contudo, esta limitação é atenuada pela evidente compensação existente entre estes mesmos dois caudais para o referido cálculo do volume de armazenamento: o caudal produzido antes da urbanização acarretaria um volume extra de armazenamento, o que é contraposto forçosamente por uma diminuição de volume subsequente ao caudal dissipado pelo escoamento através do orifício da bacia de retenção (caudal de saída).

Este caudal que inicialmente existia continua, contudo, a ser contabilizado para o caudal produzido por aquela área, pois ao caudal final equivale o caudal inicial acrescido de um outro decorrente do efeito da impermeabilização.

### 7.3.3 DIMENSIONAMENTO DO DISPOSITIVO DE SAÍDA (CONFORME CAPÍTULO 6)

O dispositivo de saída da bacia (orifício, descarregador ou os dois), deve ser seleccionado e dimensionado em função da estrutura física do terreno de implantação e do acréscimo do caudal previsto.

#### 7.3.3.1 Orifício

$$Q_{dim} = C_d A \sqrt{2gH_w} \quad (7.28)$$

Com:

$Q_{dim}$  [ $m^3/s$ ]: caudal de dimensionamento;

$A$  [ $m^2$ ]: área da secção transversal do aqueduto;

$H_w$  [m]: altura de água acima da soleira na secção de montante;

$C_d$  [ ]: coeficiente de vazão;

$g$  [ $m^2/s$ ]: aceleração da gravidade.

De acordo com o tipo de orifício que se pretende usar obtêm-se o  $C_d$  pelo Quadro 6.3 (conforme capítulo 6) e com o valor de  $H_w$ , substituindo na expressão (7.28), o  $C_d$ ,  $H_w$  e o  $Q_{dim}$  calcula-se a área do orifício.

### 7.3.3.2 Descarregador de Cipolletti

$$Q = C_w \times L_d \times H^{1,5} \quad (7.29)$$

$$Q_{dim} = 1,83 \times L_d \times H^{1,5} \quad (7.30)$$

Com:

$Q_{dim}$  [ $m^3/s$ ]: vazão;

$C_w$  [ ]: coeficiente de vazão;

$L_d$  [m]: largura da crista do descarregador;

$H$  [m]: altura da água acima da crista do descarregador.

Este tipo de descarregador é bom para bacias de retenção do tipo do nível de água permanente.

Sabendo, a altura de água que se pretende que a bacia tenha permanentemente, a altura máxima que a água pode atingir (estas características dependem da geometria da bacia de retenção), subtraindo estas duas alturas resulta a altura da água acima da crista do descarregador. Com o caudal efluente da bacia de retenção ( $Q_{dim}$ ), o coeficiente de vazão (1,83) a altura de água acima da crista do descarregar, calcula-se a largura da crista do descarregador.

### 7.3.4 DETERMINAÇÃO DO VOLUME ARMAZENAR PELA BACIA DE RETENÇÃO

São propostas duas hipóteses para a determinação do volume a armazenar na bacia de retenção: o método gráfico e o método sequencial, que se apresentam de seguida.

È ainda reproduzido o método simplificado para o cálculo do volume a armazenar nas bacias de retenção, o método Holandês, conforme é transcrito no documento Manual de Drenagem (Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998), com as necessárias correcções.

#### 7.3.4.1 Método gráfico

Apresentam-se dois casos: quando ocorre impermeabilização do curso da linha de água principal ou quando este não é afectado. O processo de dimensionamento da bacia de retenção utilizando este método apresenta-se em anexo A.3.

### 1º Determinação da variação do caudal antes e depois da impermeabilização do solo

O valor da variação do caudal causado pela impermeabilização suplementar depende de o curso da linha de água principal ser ou não directamente afectado pela impermeabilização.

Existem assim duas hipóteses que se discretizam de seguida:

- 1) A urbanização ocorre sem impermeabilização do curso da linha de água principal

Baseada na definição do tempo de concentração, verifica-se que quando a urbanização não afecta directamente o curso da linha de água principal e não ocupa uma elevada percentagem da área total da bacia, o tempo de concentração da bacia hidrográfica não sofre alterações consideráveis. Isto acontece porque o de tempo percurso da gota de água cinemeticamente mais afastada não sofre alteração causada pela urbanização parcial, Figura 7.11.

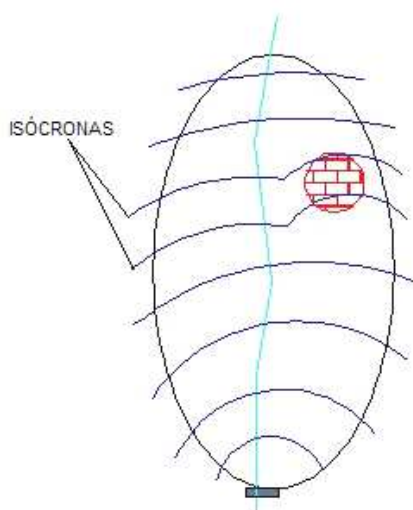


Figura 7.11 – Isócronas na bacia hidrográfica urbanizada sem obstrução da linha de água.

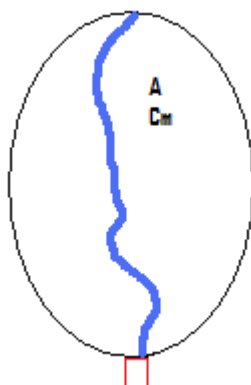


Figura 7.12 – Bacia hidrográfica antes da nova urbanização.

$$Q_{dim} = C_m \times I \times A \times K \times \frac{10^{-3}}{3600} \leftrightarrow$$

$$Q_{dim} = C_m \times a \times t_c^b \times A \times K \times \frac{10^{-3}}{3600} \quad (7.31)$$

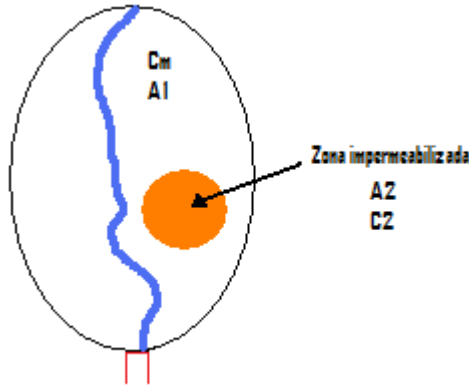


Figura 7.13 – Bacia Hidrográfica depois da impermeabilização.

$$Q' = (C_m a t_c^b A_1 K + C_2 a t_c^b A_2 K) \times \frac{10^{-3}}{3600} \quad (7.32)$$

$$t_c \text{ na área inicial} = t_c \text{ área impermeabilizada}$$

$$\Delta Q = Q' - Q_{dim} = a \times t_c^b \times K \times (C_m \times A_1 + C_2 \times A_2 - C_m \times A) \times \frac{10^{-3}}{3600} \Leftrightarrow$$

$$Q' - Q_{dim} = a \times t_c^b \times K \times A_2 \times (C_2 - C_m) \times \frac{10^{-3}}{3600} \quad (7.33)$$

## 2) A urbanização afecta o curso da linha de água principal

Quando a linha de água principal atravessa a nova área urbanizada, aumenta a velocidade da água e diminui a sua capacidade de dissipação (através da infiltração, evaporação, etc.). Estes fenómenos reflectem-se na diminuição do tempo de concentração em relação ao tempo de concentração inicial, o que tem como consequência um aumento de intensidade de precipitação (curvas I-D-F).

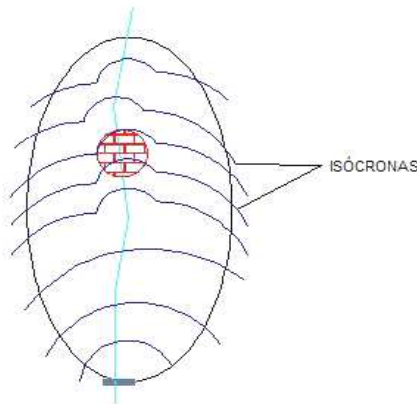


Figura 7.14 – Isócronas na bacia hidrográfica urbanizada com afectação da linha de água.

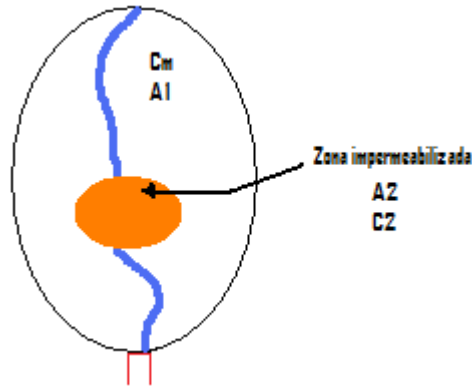


Figura 7.15 - Bacia hidrográfica depois da impermeabilização afectando a linha de água principal.

$$Q' = (C_m a t_c'^b A_1 K + C_2 a t_c'^b A_2 K) \times \frac{10^{-3}}{3600} \quad (7.34)$$

$t_c$  na área inicial  $\neq t_c'$  considerando a nova área impermeabilizada

$$t_c > t_c'$$

$$\Delta Q = Q' - Q_{dim} = (C_m a t_c'^b A_1 K + C_2 a t_c'^b A_2 K - C_m a t_c^b (A_1 + A_2) K) \times \frac{10^{-3}}{3600} \leftrightarrow$$

$$\Delta Q = K (C_m A_1 a (t_c'^b - t_c^b) + C_2 A_2 a (t_c'^b - t_c^b)) \times \frac{10^{-3}}{3600} \leftrightarrow$$

$$\Delta Q = K \left( (a t_c'^b - t_c^b) \times (C_m A_1 + C_2 A_2) \right) \times \frac{10^{-3}}{3600} \quad (7.35)$$

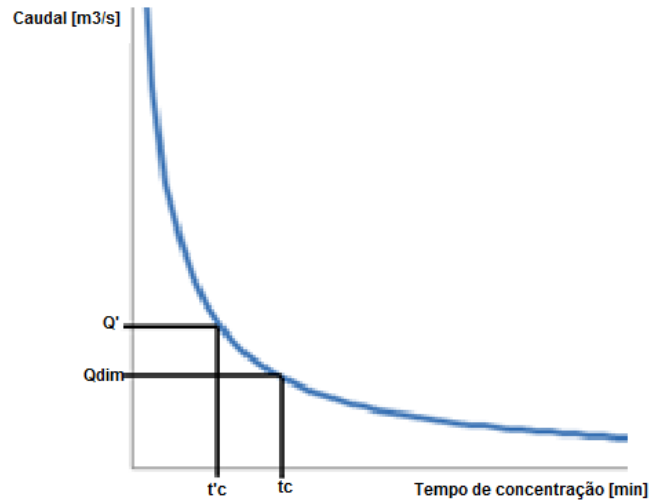


Gráfico 7.1 – Variação do caudal em função do tempo de concentração.

## 2º Determinação do volume de armazenamento necessário na nova bacia de retenção

Ao analisar graficamente e de uma forma simplificada as duas situações, poder-se-á determinar o volume a armazenar na bacia de retenção a construir imediatamente a jusante da nova urbanização, devido ao aumento do caudal que será consequência da impermeabilização de uma determinada área.

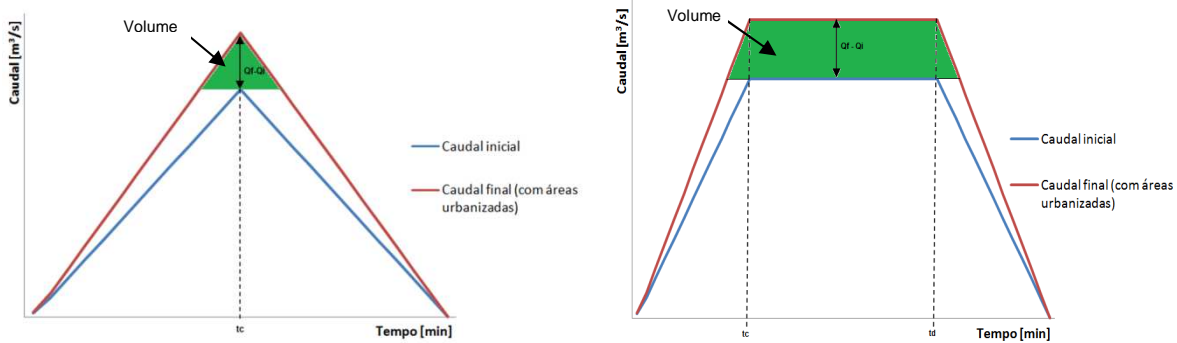


Figura 7.16 – Volume a armazenar nas situações em que o tempo de concentração não é influenciado pela urbanização (hipótese de não existir alteração do tempo de concentração).

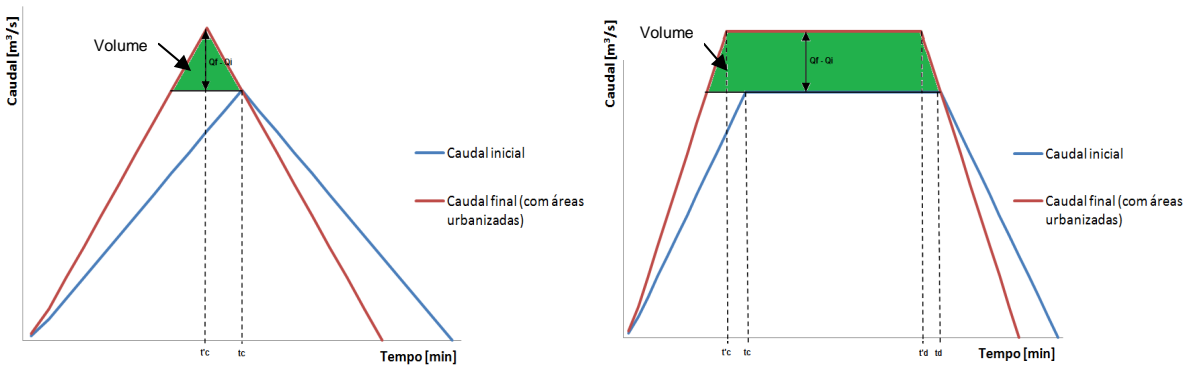


Figura 7.17 – Volume a armazenar nas situações em que o tempo de concentração é influenciado pela urbanização.

Em qualquer das situações, o volume a armazenar, para não afectar a P.H. existente, pode ser calculado pela expressão:

$$V = (t'_d - t'_c) \times \Delta Q \times 60 + \frac{\Delta Q^2}{Q_{dim} + \Delta Q} \times t'_c \times 60 \quad (7.36)$$

$$\Delta Q = Q_f - Q_i \quad (7.37)$$

Com:

$\Delta Q$  [m³/s]: aumento do caudal devido à nova urbanização;

$Q_{dim}$  [m³/s]: caudal máximo permitido pela passagem hidráulica;

$t'_c$  ou  $t_c$  [min]: tempo de concentração depois e antes da nova urbanização;

$t'_d$  ou  $t_d$  [min]: tempo de precipitação.

Nas duas hipóteses documentadas no Figura 7.16,  $t'_c$  pode ser igual a  $t_c$ . Quando isto ocorre a duração da chuva mais desfavorável ( $t'_d$ ) permanece igual ao tempo de precipitação inicial.

Sendo o tempo de precipitação crítico constante, a primeira parcela da expressão do volume(7.36) é anulada. Assim o volume armazenado será apenas:

$$V = \frac{\Delta Q^2}{Q_d + \Delta Q} \times t'_c \times 60 \quad (7.38)$$

Com:

$V [m^3]$ : volume a armazenar;

$\Delta Q [m^3/s]$ : aumento do caudal devido à urbanização;

$t'_c$  ou  $t_c$  [min]: tempo de concentração na situação final (com ou sem o curso principal da água urbanizado).

#### 7.3.4.2 Método sequencial

Para determinar o volume a armazenar na bacia de retenção por este método é necessário o preenchimento de uma folha de cálculo automático em Excel. Salvaguarda-se que para o uso da folha de cálculo, será necessária uma análise mais pormenorizada e detalhada da área de influência da bacia de retenção, nomeadamente o tempo de concentração da área de influência.

#### Folha de cálculo em Excel

A folha de cálculo divide-se em três partes: dados, tabela de cálculo automático e resultados.

##### 1) Dados

Os dados necessários para o dimensionamento da bacia de retenção dizem respeito às características físicas e hidrológicas da área de influência da bacia de retenção em estudo, às características físicas da bacia de retenção e às características dos dispositivos de saída de caudal.

<b>DADOS:</b>	
Área de influência da bacia de retenção	A1[m <sup>2</sup> =
Área da urbanização em estudo	A2[m <sup>2</sup> =
Coeficiente de escoamento global da bacia	Cm[ ]=
Coeficiente de escoamento da área urbanizada	C1 [ ]=
Coeficiente de ajustamento	K[ ]=

Tempo de concentração da bacia	$t_c[\text{min}] =$
Tempo de duração da chuva	$t_d[\text{min}] =$
Parâmetros referentes às curvas I-D-F	$a [ ] =$
	$b [ ] =$
Características da bacia (Lb: comprimento da base da bacia de retenção; b: largura da base da bacia; z: factores de declive dos taludes (razão entre a horizontal e a vertical)).	$L_b [\text{m}] =$
	$b [\text{m}] =$
	$z [ ] =$
Descarregador =1; Orifício=0; Descarregador+Orifício=2	
Altura da conduta	$h_1 [\text{m}] =$
Área da secção transversal da conduta	$A_s [\text{m}^2] =$
Coeficiente de vazão	$C_D [ ] =$
Coeficiente de vazão do descarregador	$C_w [ ] =$
Largura da crista do descarregador	$L_d [\text{m}] =$
Altura a que está a crista do descarregador	$h_2 [ ] =$

Quadro 7.2- Dados para o dimensionamento da bacia de retenção.

## 2) Tabela de cálculo automático:

A tabela que se segue é preenchida automaticamente pelo Excel:

Tempo [min]	Área [m <sup>2</sup> ]	Q afluente [m <sup>3</sup> /s]	Cálculo Auxiliar $H_w - h_2$ [m]	Cálculo Auxiliar $H_w - h_1/2$ [m]	Q efluente [m <sup>3</sup> /min]	Q afluente - Q efluente [m <sup>3</sup> /s]	V unitário [m <sup>3</sup> ]	V acumulado [m <sup>3</sup> ]	H <sub>w</sub> [m]
		→			0				
		→				←			
		→				←			
		→				←			

Quadro 7.3 – Tabela de cálculo para dimensionamento da bacia de retenção.

É de notar que o caudal efluente no primeiro instante é considerado igual a zero. Esta consideração é feita de forma a poder-se iniciar o processo iterativo para a determinação do volume máximo de água na bacia de retenção. O cálculo do volume depende do caudal efluente e este da altura de água da bacia que por sua vez depende do volume, pelo que então, é considerado que no primeiro instante (neste caso no primeiro minuto) a água que chega à bacia fica retida.

**Tempo:** varia de zero até ao tempo de duração da precipitação mais a duração crítica ( $t_d + t_c$ ), isto é o tempo da chuva mais o tempo que a gota mais afastada demora a chegar à secção em estudo.

**Área:** área que está a contribuir em função do tempo;



$$0 \leq t < t_c$$

$$A(t) = \frac{t \times A_1}{t_c} \quad (7.39)$$

$$t_c \leq t < t_d$$

$$A(t) = A_1 \quad (7.40)$$

$$t_d \leq t \leq t_d + t_c$$

$$A(t) = \frac{A_1}{t_c} \times (t_d + t_c - t) \quad (7.41)$$

**Caudal afluente:** o caudal varia com o tempo e com a área que está a contribuir.

$$0 \leq A(t) < A_2$$

$$Q'(A, t) = (A(t) \times K \times C_2 \times a \times t^b) \times \frac{10^{-3}}{3600} \quad (7.42)$$

$$A_2 \leq A(t) < A_1$$

$$Q'(A, t) = (A_2 \times K \times C_2 \times a \times t^b + (A(t) - A_2) \times K \times C_m \times a \times t^b) \times \frac{10^{-3}}{3600} \quad (7.43)$$

$$A(t) = A_1$$

$$Q'(A_1) = (A_2 \times K \times C_2 \times a \times t^b + (A_1 - A_2) \times K \times C_m \times a \times t^b) \times \frac{10^{-3}}{3600} \quad (7.44)$$

**Caudal efluente:** o caudal de saída varia com a altura de água a montante, e depende do tipo de dispositivo de descarga:

- Orifício

$$Q_{efluente} = C_D \times A_s \times \sqrt{2 \times g \times H'_w}$$

$$H'_w = H_w - \frac{h_1}{2} \quad (7.45)$$

- Descarregador

$$Q_{efluente} = 1,83 \times L_d \times H^{1,5}$$

$$H = H_w - h_2 \quad (7.46)$$

- Orifício + Descarregador

$$Q_{efluente} = C_D \times A_s \times \sqrt{2 \times g \times H'_w} + 1,83 \times L_d \times H^{1,5} \quad (7.47)$$

**Volume unitário:** é o volume acumulado num minuto, supondo que se considera um minuto a variação do tempo.

$$V_{unitário_i} = \frac{(Q_{afluente}(t_{i-1}) - Q_{efluente}(t_{i-1})) + (Q_{afluente}(t_i) - Q_{efluente}(t_i))}{2} \times (t_i - t_{i-1}) \times 60 \quad (7.48)$$

**Volume unitário:** é o volume acumulado num minuto, supondo que se considera um minuto a variação do tempo.

**Volume acumulado:** é o volume que se vai acumulando ao longo do tempo. Os valores obtidos por esta coluna nunca podem ser negativos, mas o mesmo não se verifica na coluna do volume anterior, em que o volume negativo representa o esvaziamento da bacia de retenção.

$$V_{acumulado}(t) = \sum_i^n V_{unitário}(t_i) \quad (7.49)$$

**Altura de água a montante:** é a altura máxima a montante que irá influenciar o caudal de efluente.

- Forma piramidal (caso em que a água retida a montante tem esta forma)

$$V = \frac{1}{6} \times \frac{(m + n) \times (c + d)^2}{c} \times h^3 \quad (7.50)$$

$$Hw = \sqrt[3]{\frac{6 \times V \times c}{(m + n) \times (c + d)^2}} \quad (7.51)$$

- Forma prismática (caso em que a água retida a montante tem esta forma)

$$V = L_b \times b \times h + (L_b + b) \times z \times h^2 + 2 \times z^2 \times h^3 \quad (7.52)$$

Para melhor resolver a Equação (7.53) ( $Hw = f(V)$ ) dever-se-á proceder às seguintes substituições:

$$a = \frac{L_b + b}{2 \times z}$$

$$b = \frac{L_b \times b}{2 \times z^2}$$

$$c = -\frac{V}{2 \times z^2}$$

De que resulta a seguinte expressão:

$$0 = c + b \times H_w + a \times H_w^2 + H_w^3 \quad (7.53)$$

E finalmente:

$$H_w = -\frac{a}{3} - \frac{2^{1/3} \times (-a^2 + 3 \times b)}{3 \times (-2 \times a^3 + 9 \times a \times b - 27 \times c + 3 \times \sqrt{3} \times \sqrt{-a^2 \times b^2 + 4 \times a^3 \times c - 18 \times a \times b \times c + 27 \times c^2})^{1/3}} + \frac{(-2 \times a^3 + 9 \times a \times b - 27 \times c + 3 \times \sqrt{3} \times \sqrt{-a^2 \times b^2 + 4 \times a^3 \times c - 18 \times a \times b \times c + 27 \times c^2})^{1/3}}{3 \times 2^{1/3}} \quad (7.54)$$

**Cálculo auxiliar Hw-h2:** este cálculo corresponde à altura de água que influencia o caudal de saída quando o dispositivo de descarga é o descarregador. Considera-se h2 a altura de água que a bacia contém permanentemente (caso da bacia de retenção do tipo com nível de água permanente), então toda a água afluente poderá contribuir com uma altura superior a h2 (sendo h2=0).

**Cálculo auxiliar Hw-h1/2:** este cálculo corresponde à altura de água que influencia o caudal de saída se o dispositivo de descarga for o orifício. Quando o valor nesta coluna é inferior a h1 considera-se que o caudal de saída é igual ao caudal afluente.

### 3) Resultados

Os resultados são automaticamente apresentados no quadro que se segue e em gráficos que mostram a variação do caudal afluente e efluente, do volume e da altura máxima a montante em função do tempo.

RESULTADOS:	
Volume armazenar	[m <sup>3</sup> ] =
Profundidade máxima da bacia	[m] =
Área do espelho da água	[m <sup>2</sup> ] =
Comprimento do espelho	[m] =
Largura do espelho	[m] =
Caudal de cheia	[m <sup>3</sup> /s] =
Caudal máximo de saída	[m <sup>3</sup> /s] =
Máxima variação de caudal (Q entrada - Q saída)	[m <sup>3</sup> /s] =

Quadro 7.4 – Resultados para o dimensionamento da bacia de retenção.

### Exemplo prático com aplicação da folha de cálculo em Excel

Apresentam-se de seguida, dois exemplos práticos, que diferem apenas na geometria da bacia de retenção, no tempo de precipitação e no coeficiente de escoamento previsto para a urbanização.

No primeiro exemplo a bacia de retenção tem uma forma piramidal, o tempo de precipitação é superior ao tempo de concentração e o coeficiente de escoamento da área urbanizada é de 0,4.

No segundo exemplo a bacia de retenção tem forma prismática, o tempo de precipitação é igual ao tempo de concentração e o coeficiente de escoamento da área urbanizada é de 0,8.

1) Exemplo 1:

DADOS:			
	Área de influência da bacia de retenção	$A1[m^2]=$	70685
	Área da urbanização em estudo	$A2[m^2]=$	54214
	Coeficiente de escoamento global da bacia	$Cm[ ]=$	0,20
	Coeficiente de escoamento da área urbanizada	$C1[ ]=$	0,40
	Coeficiente de ajustamento	$K[ ]=$	1,00
	Tempo de concentração da bacia	$t_c[min]=$	10
	Tempo de duração da chuvada	$td[min]=$	15
	Parâmetros referentes às curvas I-D-F	$a[ ]=$	318,00
		$b[ ]=$	-0,54
		$m[ ]=$	5
	Inclinação dos taludes da bacia de retenção (1/(n, m, c ou d))	$n[ ]=$	20
		$c[ ]=$	6
		$d[ ]=$	4
	Descarregador =1; Orifício=0; Descarregador+Orifício=2		0,00
	Altura da conduta	$h_1[m]=$	0,50
	Área da secção transversal da conduta	$As[m^2]=$	0,20
	Coeficiente de vazão	$C_b[ ]=$	0,50
	Coeficiente de vazão do descarregador	$C_w[ ]=$	1,83
	Largura da crista do descarregador	$L_d[m]=$	0,70
	Altura que está a crista do descarregador	$h[ ]=$	2,00

RESULTADOS:			
	Volume armazenar	$[m^3]=$	186,03
	Profundidade máxima da bacia	$[m]=$	1,39
	Área do espelho da água	$[m^2]=$	241,10
	Comprimento do espelho	$[m]=$	13,89
	Largura do espelho	$[m]=$	34,72
	Caudal de cheia	$[m^3/s]=$	0,64
	Caudal máximo de saída	$[m^3/s]=$	0,46
	Máxima variação de caudal (Q entrada - Q saída)	$[m^3/s]=$	0,26

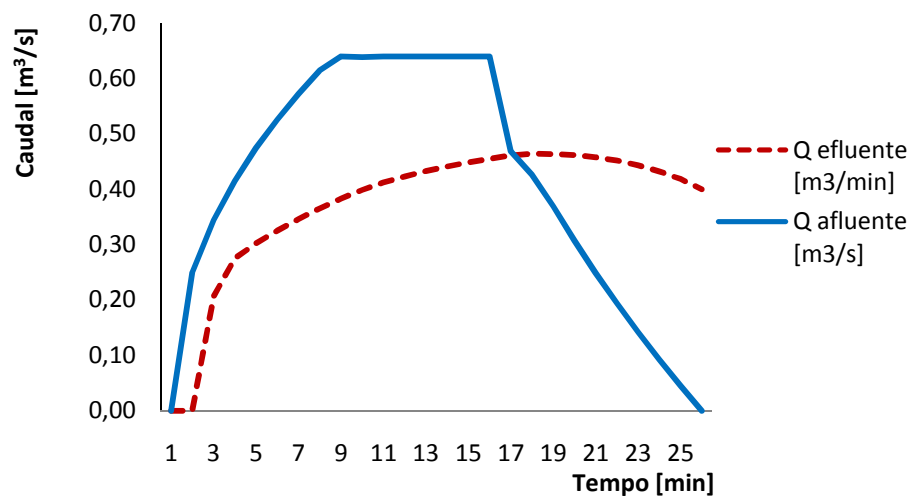


Gráfico 7.2 – Resultados obtidos automaticamente relativamente ao caudal de entrada e saída da bacia de retenção.

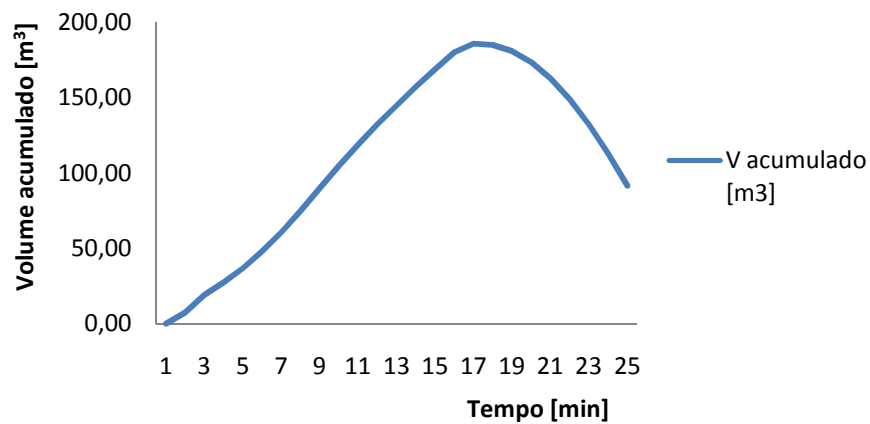


Gráfico 7.3 – Resultados obtidos automaticamente relativamente ao volume da bacia de retenção.

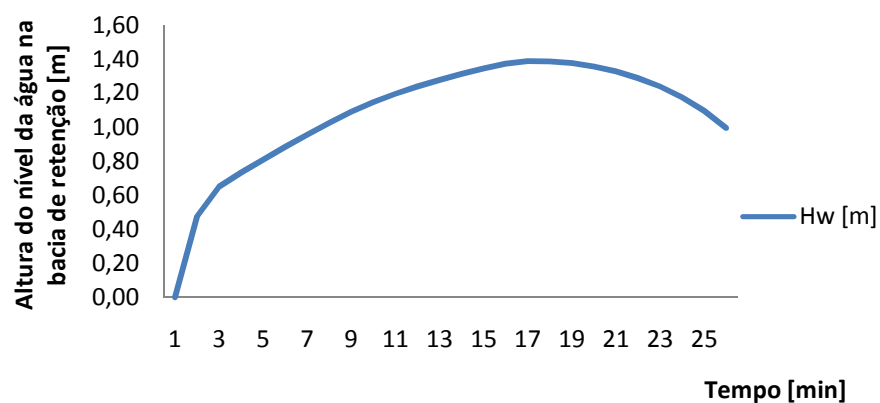


Gráfico 7.4 – Resultados obtidos automaticamente relativamente ao à altura do nível da água na bacia de retenção.

Tempo [min]	Área [m <sup>2</sup> ]	Q afluente [m <sup>3</sup> /s]	Cálculo Auxiliar Hw-h <sub>2</sub> [m]	Cálculo auxiliar Hw-h <sub>1</sub> /2 [m]	Q efluente [m <sup>3</sup> /min]	Q afluente - Q efluente [m <sup>3</sup> /s]	V unitário [m <sup>3</sup> ]	V acumulado [m <sup>3</sup> ]	Hw [m]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	7068,50	0,25	0,00	0,00	0,00	0,25	7,49	7,49	0,48
2,00	14137,00	0,34	0,00	0,23	0,21	0,14	11,62	19,11	0,65
3,00	21205,50	0,41	0,00	0,40	0,27	0,14	8,32	27,43	0,73
4,00	28274,00	0,47	0,00	0,48	0,30	0,17	9,35	36,79	0,81
5,00	35342,50	0,53	0,00	0,56	0,32	0,20	11,17	47,95	0,88
6,00	42411,00	0,57	0,00	0,63	0,35	0,23	12,78	60,74	0,96
7,00	49479,50	0,61	0,00	0,71	0,37	0,25	14,23	74,96	1,03
8,00	56548,00	0,64	0,00	0,78	0,38	0,26	15,16	90,12	1,09
9,00	63616,50	0,64	0,00	0,84	0,40	0,24	14,90	105,02	1,15
10,00	70685,00	0,64	0,00	0,90	0,41	0,23	14,03	119,05	1,20
11,00	70685,00	0,64	0,00	0,95	0,42	0,22	13,33	132,38	1,24
12,00	70685,00	0,64	0,00	0,99	0,43	0,21	12,71	145,09	1,28
13,00	70685,00	0,64	0,00	1,03	0,44	0,20	12,18	157,26	1,31
14,00	70685,00	0,64	0,00	1,06	0,45	0,19	11,70	168,97	1,34
15,00	70685,00	0,64	0,00	1,09	0,45	0,18	11,28	180,25	1,37
16,00	63616,50	0,47	0,00	1,12	0,46	0,01	5,77	186,03	1,39
17,00	56548,00	0,43	0,00	1,14	0,46	-0,04	-0,89	185,13	1,39
18,00	49479,50	0,37	0,00	1,14	0,46	-0,09	-3,94	181,19	1,38
19,00	42411,00	0,31	0,00	1,13	0,46	-0,15	-7,43	173,76	1,36
20,00	35342,50	0,25	0,00	1,11	0,46	-0,21	-10,85	162,91	1,33
21,00	28274,00	0,19	0,00	1,08	0,45	-0,26	-13,95	148,96	1,29
22,00	21205,50	0,14	0,00	1,04	0,44	-0,30	-16,74	132,22	1,24
23,00	14137,00	0,09	0,00	0,99	0,43	-0,34	-19,22	113,01	1,18
24,00	7068,50	0,05	0,00	0,93	0,42	-0,37	-21,38	91,63	1,10
25,00	0,00	0,00	0,00	0,85	0,40	-0,40	-23,18	68,45	1,00

2) Exemplo 2:

DADOS:			
	Área de influência da bacia de retenção	$A1[m^2]=$	70685
	Área da urbanização em estudo	$A2[m^2]=$	14000
	Coeficiente de escoamento global da bacia	$Cm[ ]=$	0,20
	Coeficiente de escoamento da área urbanizada	$C1[ ]=$	0,80
	Coeficiente de ajustamento	$K[ ]=$	1,00
	Tempo de concentração da bacia	$t_c[min]=$	20
	Tempo de duração da chuvada	$td[min]=$	20
	Parâmetros referentes às curvas I-D-F	$a[ ]=$	318,00
		$b[ ]=$	-0,54
	Características da bacia de retenção (Lb: comprimento da base da bacia; b: largura da base da bacia; z: factores de declive dos taludes (razão entre a horizontal e a vertical)).	$Lb[m]=$	8,00
		$b[m]=$	8,00
		$z[ ]=$	2,00
	Descarregador =1; Orifício=0; Descarregador+Orifício=2		0,00
	Altura da conduta	$h_1[m]=$	0,50
	Área da secção transversal da conduta	$As[m^2]=$	0,20
	Coeficiente de vazão	$C_d[ ]=$	0,50
	Coeficiente de vazão do descarregador	$C_w[ ]=$	1,83
	Largura da crista do descarregador	$L_d[m]=$	0,70
	Altura que está a crista do descarregador	$h_2[ ]=$	2,00
RESULTADOS:			
	Volume armazenar	$[m^3]=$	99,70
	Profundidade máxima da bacia	$[m]=$	1,02
	Área do espelho da água	$[m^2]=$	146,21
	Comprimento do espelho	$[m]=$	12,09
	Largura do espelho	$[m]=$	12,09
	Caudal de cheia	$[m^3/s]=$	0,47
	Caudal máximo de saída	$[m^3/s]=$	0,38
	Máxima variação de caudal (Q entrada - Q saída)	$[m^3/s]=$	0,25

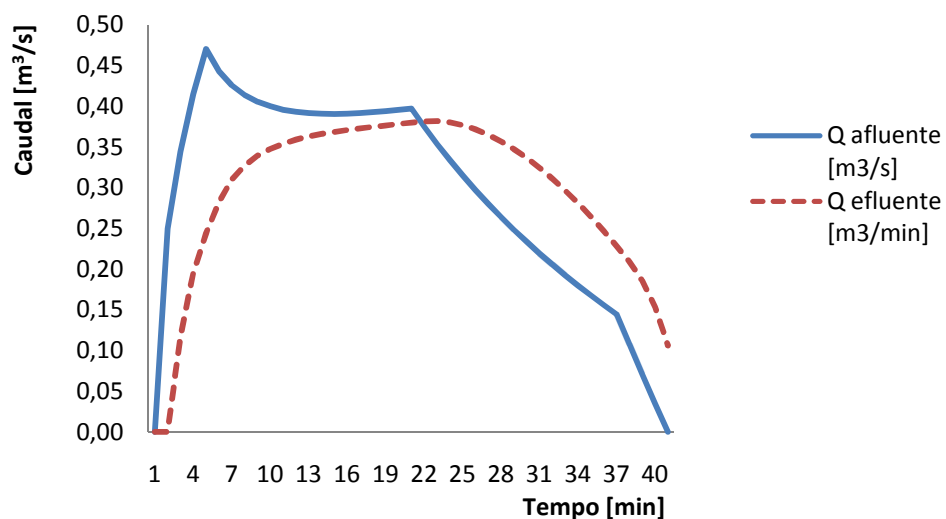


Gráfico 7.5 - Resultados obtidos automaticamente relativamente ao caudal de entrada e saída da bacia de retenção.

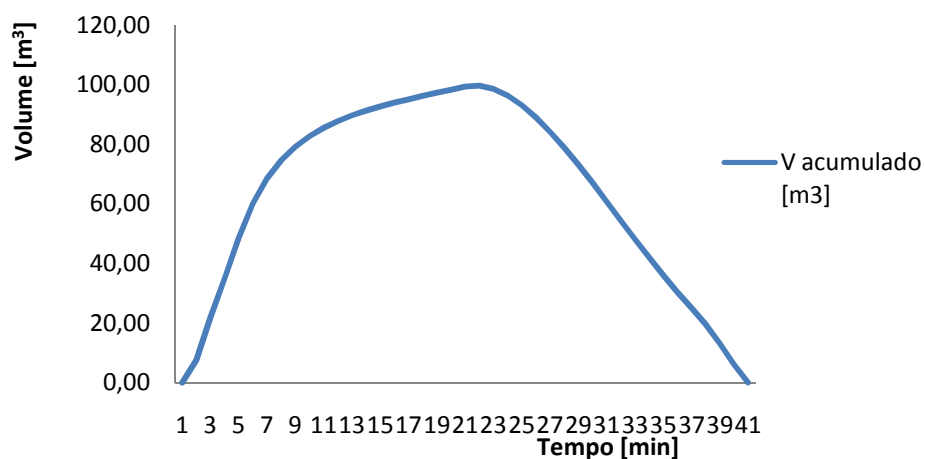


Gráfico 7.6 – Resultados obtidos automaticamente relativamente ao volume da bacia de retenção.

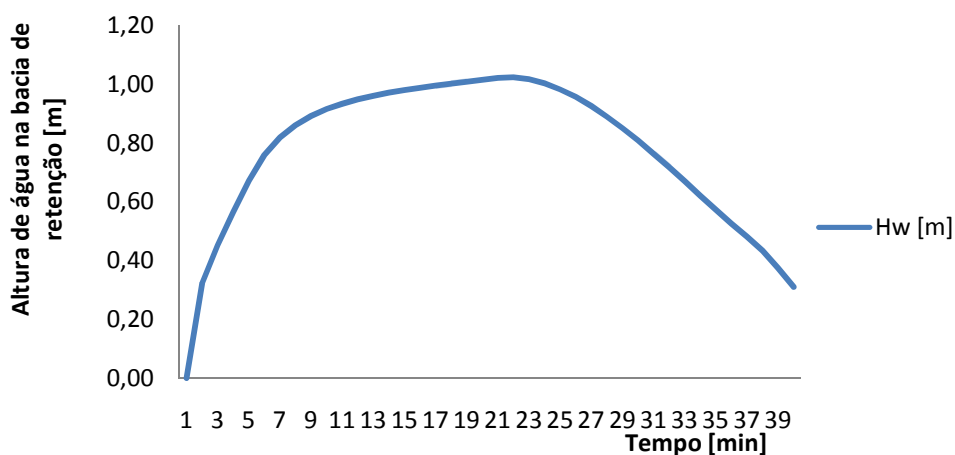


Gráfico 7.7 – Resultados obtidos automaticamente relativamente à altura de água na bacia de retenção.



Tempo [min]	Área [m <sup>2</sup> ]	Q afluente [m <sup>3</sup> /s]	Cálculo Auxiliar Hw-h <sub>2</sub> [m]	Cálculo auxiliar Hw-h <sub>1/2</sub> [m]	Q efluente [m <sup>3</sup> /min]	Q afluente - Q efluente [m <sup>3</sup> /s]	V unitário [m <sup>3</sup> ]	V acumulado [m <sup>3</sup> ]	Hw [m]
0,00	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	3534,25	0,25	0,00		0,00	0,25	7,49	7,49	0,32
2,00	7068,50	0,34	0,00	0,07	0,12	0,23	14,29	21,79	0,45
3,00	10602,75	0,41	0,00	0,20	0,20	0,22	13,39	35,17	0,57
4,00	14137,00	0,47	0,00	0,32	0,24	0,23	13,38	48,56	0,67
5,00	17671,25	0,44	0,00	0,42	0,28	0,16	11,64	60,20	0,76
6,00	21205,50	0,43	0,00	0,51	0,31	0,12	8,32	68,52	0,82
7,00	24739,75	0,41	0,00	0,57	0,33	0,09	6,07	74,60	0,86
8,00	28274,00	0,41	0,00	0,61	0,34	0,07	4,58	79,18	0,89
9,00	31808,25	0,40	0,00	0,64	0,35	0,05	3,55	82,72	0,91
10,00	35342,50	0,40	0,00	0,66	0,35	0,04	2,81	85,53	0,93
11,00	38876,75	0,39	0,00	0,68	0,36	0,03	2,28	87,81	0,95
12,00	42411,00	0,39	0,00	0,70	0,36	0,03	1,89	89,70	0,96
13,00	45945,25	0,39	0,00	0,71	0,37	0,02	1,61	91,31	0,97
14,00	49479,50	0,39	0,00	0,72	0,37	0,02	1,40	92,71	0,98
15,00	53013,75	0,39	0,00	0,73	0,37	0,02	1,26	93,97	0,99
16,00	56548,00	0,39	0,00	0,74	0,37	0,02	1,16	95,14	0,99
17,00	60082,25	0,39	0,00	0,74	0,37	0,02	1,10	96,23	1,00
18,00	63616,50	0,39	0,00	0,75	0,38	0,02	1,06	97,30	1,01
19,00	67150,75	0,40	0,00	0,76	0,38	0,02	1,04	98,34	1,01
20,00	70685,00	0,40	0,00	0,76	0,38	0,02	1,04	99,38	1,02
21,00	67150,75	0,37	0,00	0,77	0,38	-0,01	0,32	99,70	1,02
22,00	63616,50	0,35	0,00	0,77	0,38	-0,03	-1,05	98,66	1,02
23,00	60082,25	0,33	0,00	0,77	0,38	-0,05	-2,24	96,42	1,00
24,00	56548,00	0,31	0,00	0,75	0,38	-0,06	-3,25	93,16	0,98
25,00	53013,75	0,30	0,00	0,73	0,37	-0,07	-4,10	89,07	0,96
26,00	49479,50	0,28	0,00	0,71	0,37	-0,08	-4,79	84,28	0,92
27,00	45945,25	0,26	0,00	0,67	0,36	-0,09	-5,34	78,93	0,89
28,00	42411,00	0,25	0,00	0,64	0,35	-0,10	-5,77	73,17	0,85
29,00	38876,75	0,23	0,00	0,60	0,34	-0,10	-6,07	67,10	0,81
30,00	35342,50	0,22	0,00	0,56	0,32	-0,11	-6,25	60,85	0,76
31,00	31808,25	0,21	0,00	0,51	0,31	-0,11	-6,33	54,52	0,72
32,00	28274,00	0,19	0,00	0,47	0,30	-0,10	-6,30	48,21	0,67
33,00	24739,75	0,18	0,00	0,42	0,28	-0,10	-6,17	42,04	0,62
34,00	21205,50	0,17	0,00	0,37	0,26	-0,10	-5,95	36,09	0,57
35,00	17671,25	0,16	0,00	0,32	0,25	-0,09	-5,64	30,44	0,53
36,00	14137,00	0,14	0,00	0,28	0,23	-0,08	-5,25	25,19	0,48
37,00	10602,75	0,11	0,00	0,23	0,21	-0,10	-5,57	19,62	0,43
38,00	7068,50	0,07	0,00	0,18	0,19	-0,12	-6,51	13,11	0,37
39,00	3534,25	0,03	0,00	0,12	0,15	-0,12	-7,02	6,09	0,31
40,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,11	-0,11	-6,75	0,00	0,25

#### 7.3.4.3 Método holandês

Outro método para cálculo do volume armazenar na bacia de retenção é o Método Holandês.

##### Caudal específico efluente

Caudal específico efluente (caudal por unidade de área activa), considerado constante e dado pela expressão:

$$q_s = \frac{q}{C \times A} \times 6 \quad (7.55)$$

Com:

$q_s$  [mm/min]: caudal específico efluente;

$q$  [m<sup>3</sup>/s]: caudal efluente determinado pela equação (7.25).

$A$  [ha]: área da bacia efluente;

$C$  [ ]: coeficiente de escoamento;

##### Volume afluente (entrada – $V_e$ )

$$V_e = \int Q \, dt \leftrightarrow \quad (7.56)$$

$$\leftrightarrow V_e = \int (C \times I \times A) \, dt \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow V_e = \int (C \times a \times t^b \times A) \, dt \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow V_e = \frac{k \times C \times A \times a \times t^{b+1}}{b + 1} \quad (7.57)$$

Com:

$V_e$ : volume de entrada;

$a, b$ : parâmetros referentes às curvas I-D-F;

$A$ : a área da bacia;

$C$ : coeficiente de escoamento;

$K$ : coeficiente de ajustamento em função do período de retorno.

$t$ : tempo da duração da precipitação.

### Volume efluente (saída – Vs)

$$V_s = q \times t \quad (7.58)$$

Com:

$V_s [m^3]$ : volume de saída;

$q [m^3/min]$ : caudal efluente;

$t [min]$ .

### Cálculo do tempo ao fim do qual o volume específico armazenado é máximo (tm)

Volume específico afluente ou de entrada, (por unidade de área activa):

$$H_e = I \times t \leftrightarrow \quad (7.59)$$

$$\leftrightarrow H_e = \frac{a}{60} \times t^b \times t \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow H_e = \frac{a}{60} \times t^{b+1} \quad (7.60)$$

Com:

$H_e [mm]$  ou  $[l/m^2]$ : volume específico afluente;

$t [min]$ ;

$a, b [ ]$ : parâmetros referentes às curvas I-D-F.

Volume específico efluente (saída):

$$H_s = q_s \times t \quad (7.61)$$

Com:

$H_s [mm]$  ou  $[l/m^2]$ : volume específico efluente;

$q_s [mm/min]$ : caudal específico efluente;

$t [min]$ .

Volume específico armazenado:

$$H_a = H_e - H_s \leftrightarrow \quad (7.62)$$

$$\leftrightarrow H_a = \frac{a}{60} \times t^{b+1} - q_s \times t \quad (7.63)$$

Com:

$H_a$  [mm] ou [ $\text{l}/\text{m}^2$ ]: volume específico armazenado;

$q_s$  [mm/min]: caudal específico efluente;

$t$  [min];

$a, b$  [ ]: parâmetros referentes às curvas I-D-F.

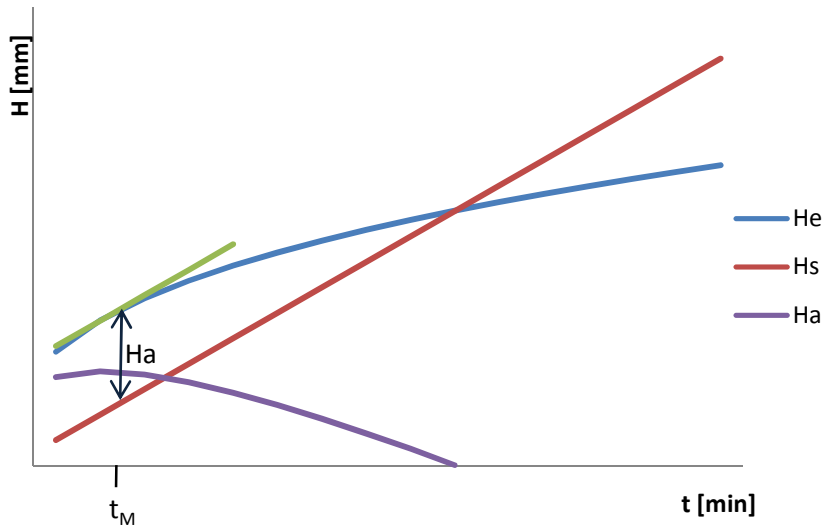


Gráfico 7.8 – Volume específico armazenado.

### Duração crítica

A duração da precipitação que conduz a uma maior necessidade de armazenamento, normalmente é bastante superior ao tempo de concentração da bacia drenada. No método simplificado, a duração crítica de armazenamento,  $t_M$  (min), é dada pela expressão:

$$\frac{dH_a}{dt} = (b + 1) \times \frac{a}{60} \times t^b - q_s \leftrightarrow \quad (7.64)$$

$$\leftrightarrow 0 = (b + 1) \times \frac{a}{60} \times t^b - q_s \leftrightarrow \quad (7.65)$$

$$t_M = \left( \frac{60 \times q_s}{a \times (b + 1)} \right)^{\frac{1}{b}} \quad (7.66)$$

Com:

$t_M$  [min]: duração crítica de armazenamento;

$a, b$  [ ]: parâmetros referentes às curvas I-D-F;

$q_s$  [mm/min]: caudal específico efluente.

**Volume armazenado (com as devidas correcções à expressão apresentada no “Manual de Drenagem, (Junta Aautónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos Agosto 1998)”)**

$$V_a = 10 \times C \times A \left( \frac{-b \times q_s}{1+b} \right) \times \left( \frac{q_s \times 60}{a \times (1+b)} \right)^{1/b} \quad (7.67)$$

Com:

$V$  [m<sup>3</sup>]: volume mínimo da bacia de retenção;

$A$  [ha]: área da bacia efluente;

$C$  [ ]: coeficiente de escoamento;

$a, b$  [ ]: parâmetros referentes às curvas I-D-F;

$q_s$  [mm/min]: caudal específico efluente.

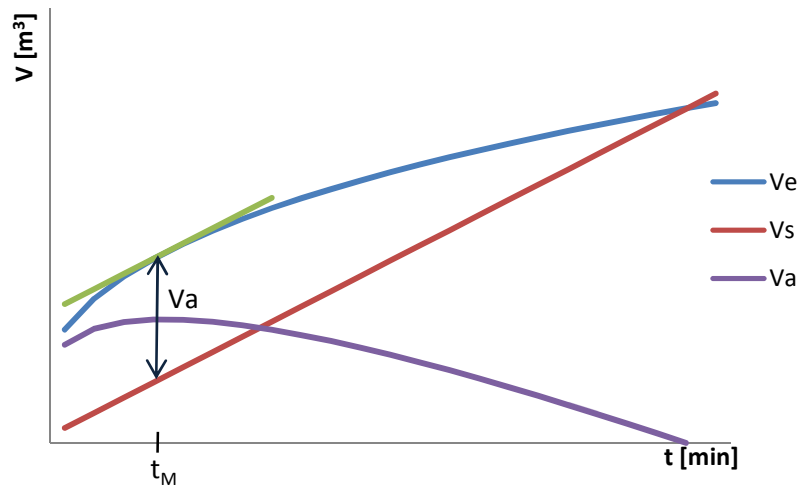


Gráfico 7.9 – Volume armazenado.



# 8

## Conclusão

As técnicas de controlo na origem constituem um instrumento privilegiado para a redução do caudal de ponta de cheia. Estas técnicas, quando bem implementadas e exploradas, constituem soluções sustentáveis, no sentido de que não transferem problemas, no tempo e no espaço, para outros e para jusante (MATOS, 1999).

Designa-se por controlo na origem de águas pluviais o conjunto de soluções técnicas ou procedimentos a montante do sistema físico ineficaz, neste caso as passagens hidráulicas, que interferem ao nível da drenagem da bacia hidrográfica em estudo.

Estas soluções de controlo na origem caracterizam-se pelo seu grau de descentralização: a estratégia base não é a descarga unidireccional num local ou num número muito limitado de locais, mas sim, o envolvimento de várias áreas ou locais para a dissipação final. Por outras palavras, a construção de uma nova urbanização deverá prever a existência de toda uma parafernália de órgãos de dissipação, inclusive bacias de retenção quando necessárias. Desta forma, obrigar-se-á que os caudais de cheia sejam dissipados gradualmente e na mesma zona que determina a sua produção, em detrimento de colectar toda a água da parte da bacia hidrográfica em questão e concomitantemente dissipá-la por acção de uma única bacia de retenção ou um qualquer outro órgão de dissipação. Esta existência de órgãos de dissipação nas várias urbanizações acarreta, indubitavelmente, um melhor e mais eficaz amortecimento dos caudais de cheia por comparação com a situação de uma só bacia de retenção para todas as urbanizações.

Os impactes causados pela drenagem urbana são, em primeiro lugar, consequência directa das práticas do uso do solo, da forma como a infra-estrutura urbana é planeada, legislada e implantada.

Com este estudo é reforçada a ideia da necessidade de enquadramento legislativo referente à ocupação e utilização do domínio hídrico, evitando, assim, as intervenções desordenadas frequentemente resultantes das pressões urbanísticas. Para além do domínio hídrico, cada vez mais existe a necessidade de considerar a legislação referente ao ordenamento do território, à protecção do ambiente e dos recursos hídricos, à defesa contra os riscos naturais, à protecção civil e obviamente, como anteriormente mencionado, às próprias bacias de retenção.

É de notar que muitos países estrangeiros sensibilizados às necessidades referidas, desenvolveram soluções técnicas e financeiras específicas para tratar o problema da drenagem urbana, existindo legislação que não permite que um novo empreendimento provoque caudais pluviais superiores aos ocorridos antes da construção. Isto vem reforçar claramente a ideia do uso de bacias de retenção como medida legislativa para esse fim.

Como exemplos legislativos apresentam-se dois casos: a legislação dos Estados Unidos e da França.

No caso dos Estados Unidos, uma norma estabelecida pela EPA (*Environmental Protection Agency*), torna obrigatório que todas as cidades com mais de 100 mil habitantes (recentemente passou a vigorar em cidades com população inferior à mencionada) (Roesner e Traina, 1994) estabeleçam um programa de BMP (*Best Management Practices*) de drenagem urbana. As BMP's envolvem o controlo da qualidade e da quantidade das águas municipais, por parte do município, por meio de medidas estruturais e não-estruturais. O não cumprimento desta norma pode levar a uma acção judicial da EPA contra o município.

Na França, as questões ligadas à drenagem urbana são tratadas no âmbito das urbanizações ou dos aglomerados de urbanizações. Na situação em que o problema extravasa os limites das urbanizações, a questão passa a ser tratada, de forma suplementar, no âmbito dos denominados Comitês de Bacia, que se constituem nos fóruns adequados para a decisão, uma vez que congregam os usuários, os decisores políticos, os agentes da administração e a sociedade civil de uma determinada bacia ou região hidrográfica.

De forma a realçar a ideia do enquadramento legislativo das bacias de retenção, são apresentadas, de seguida, as conclusões obtidas decorrentes da análise do comportamento hidráulico e hidrológico da bacia hidrográfica ou parte da mesma em estudo.

Todas as urbanizações ou impermeabilizações que provoquem o exceder do coeficiente de escoamento global da bacia hidrográfica ou parte da mesma deverão ser alvo de medidas para amortecer o caudal de ponta de cheia. A imposição legislativa para a construção de uma bacia de retenção com esse fim, poderá ser uma solução para o problema de cheias, com uma vantagem suplementar de permitir o tratamento das águas pluviais.

Analisando os gráficos que se seguem poder-se-ão tirar algumas conclusões de encontro a esta necessidade de uma imposição de legislação sobre bacias de retenção. Os gráficos foram obtidos com base no estudo efectuado no capítulo 7.

O Gráfico 8.1 representa a variação do caudal no tempo para uma bacia que sofre uma variação no coeficiente de escoamento de, antes e depois da urbanização, 0,2 para 0,8 respectivamente (admite-se que o tempo de concentração não varia).

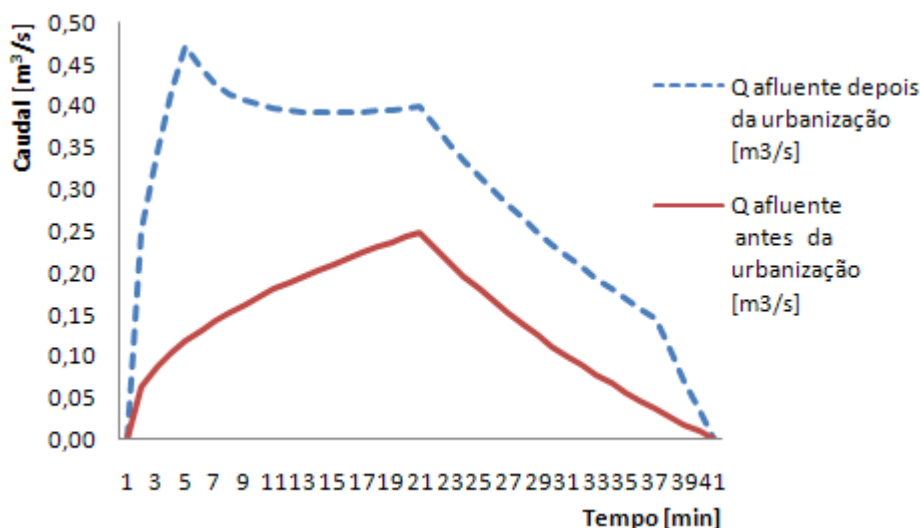


Gráfico 8.1 – Variação do caudal devido à mudança do coeficiente de escoamento de 0,2 para 0,8.



As situações de grandes variações do coeficiente de escoamento podem conduzir a circunstâncias em que as sub-bacias constituam o caso mais gravoso, como se verifica no Gráfico 8.1.

A situação evidenciada no gráfico que se segue corresponde à mesma bacia hidrográfica analisada anteriormente, mas com uma variação do coeficiente de escoamento menor, isto é, de 0,2 para 0,4, respectivamente antes e depois da urbanização.

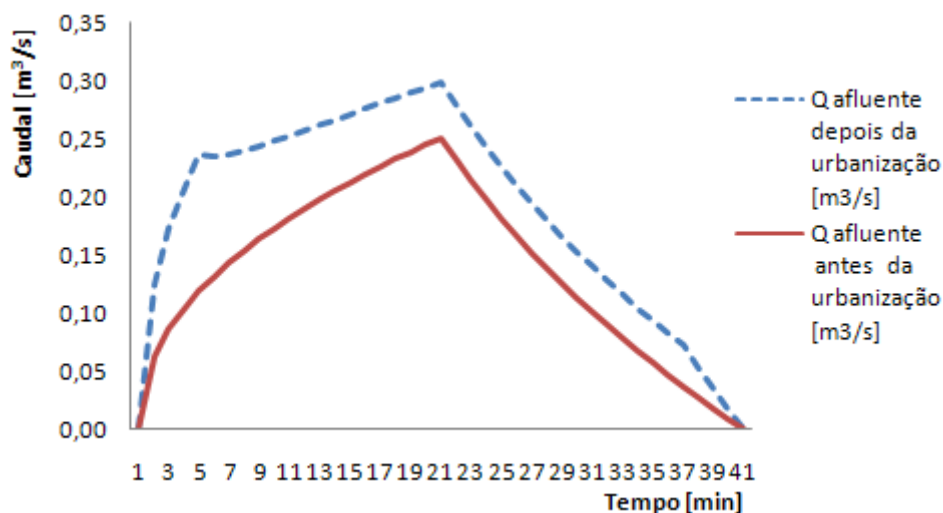


Gráfico 8.2 – Variação do caudal devido à mudança do coeficiente de escoamento de 0,2 para 0,4.

Verifica-se que, independentemente da localização da zona urbanizada, o caudal de cheia aumenta sempre, o que constitui em si uma justificação suplementar sobre a existência de um maior controlo da impermeabilização dos solos.

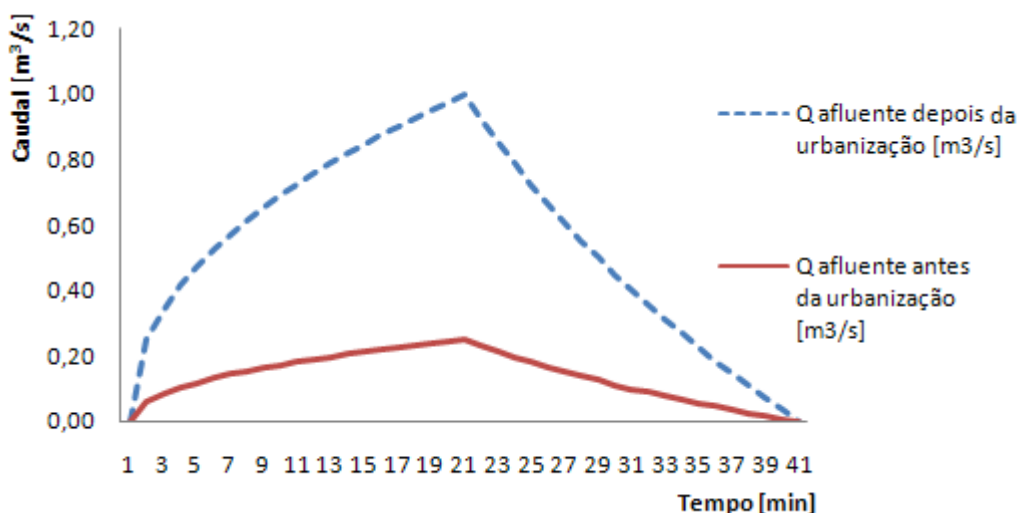


Gráfico 8.3 – Variação do caudal devido à mudança do coeficiente de escoamento de 0,2 para 0,4 em toda a área da bacia hidrográfica.

Numa última análise, a situação mais extrema é, sem dúvida, quando toda a bacia está impermeabilizada. Contudo, tratar-se-á de uma situação hipotética, uma vez que, decorrente dos espaços verdes, áreas de recreio e de toda a rede ecológica municipal que subjazem aos princípios de desenvolvimento sustentável imputados pelos planos directores municipais, esta situação nunca terá uma correspondência integral com a realidade. Ou seja, existirão sempre, em maior ou menor número, áreas pertencentes à bacia hidrográfica não impermeabilizadas que garantem um amortecimento imediato dos caudais de cheia.

Contudo, e independentemente desta correspondência com a realidade, a diferença entre o caudal depois da urbanização e o caudal antes da urbanização terá de ser amortecido pela (s) bacia(s) de retenção existentes ou por um qualquer outro processo de dissipação. As bacias de retenção constituem exemplos de soluções que podem ser adoptados na gestão urbanística, como instrumentos de controlo na origem das águas pluviais assim como os poços absorventes, trincheiras de infiltração, filtros de areia enterrados, sistema de pavimentos porosos, etc.

No capítulo 7, é proposto um processo de cálculo que tenta solucionar a falha legislativa portuguesa referente às bacias de retenção em zonas urbanas. Este processo de cálculo poderá ser automatizado e melhorado e se tornar mais simples e mais práticos ao nível do utilizador.





## Anexos

### A.1 Dimensionamento Hidrológico

#### A.1.1 SOLOS

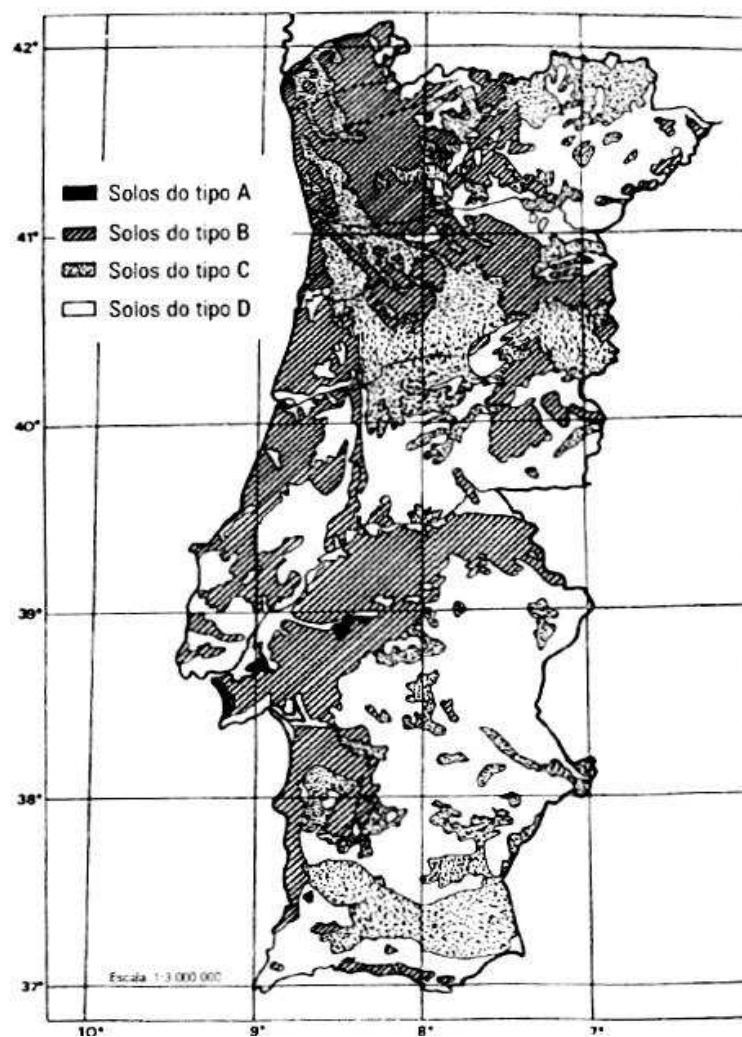


Figura A.1.1 – Carta dos solos de Portugal classificados pelas suas características hidrológicas (Brandao 1976)

### A.1.2 PRECIPITAÇÃO

As curvas intensidade-duração-frequência (curvas I-D-F) apresentadas por MATOS e SILVA, 1986, relacionam os valores a nível nacional com o das que estabeleceram para Lisboa. Para o efeito, sugerem que as intensidades médias das precipitações resultantes daquelas curvas sejam agravadas de 20%, nas regiões montanhosas de altitude superior a 700 m, e reduzidas de 20%, nas regiões do Nordeste.

Na Figura A.1.2 e no Quadro A.1.1 apresentam-se as regiões pluviométricas referentes à classificação proposta por aquelas autoras de origem, indicando-se também os valores que, em função do período de retorno. A intensidade média da precipitação,  $i$ , vem expressa em milímetros por hora e a duração,  $t$ , em minutos. Em conformidade com as séries de precipitação analisadas por MATOS e SILVA, 1984,  $t$  não deverá exceder 120 min.



Figura A.1.2 – Regiões pluviométricas e respectivo parâmetro das curvas I-D-F (adaptado Matos e Silva, 1986).

Período de retorno, T  (ano)	Região pluviométrica					
	A		B		C	
	Curva IDF Lisboa		Curva IDF Lisboa - 20%		Curva IDF Lisboa + 20%	
	a'	n'	a'	n'	a'	n'
2	202,72	-0,577	162,18	-0,577	243,26	-0,577
5	259,26	-0,562	207,41	-0,562	311,11	-0,562
10	290,68	-0,549	232,21	-0,549	348,82	-0,549
20	317,74	-0,538	254,19	-0,538	381,29	-0,538
50	349,54	-0,524	279,63	-0,524	419,45	-0,524
100	365,62	-0,508	292,5	-0,508	438,75	-0,508

Quadro A.1.1 – Parâmetros das curvas I-D-F (adaptado Matos e Silva, 1986).

Os Quadros A.1.2, A.1.3 e A.1.4, apresentam os parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência (curvas IDF) deduzidas por BRANDÃO e RODRIGUES, 1998, e BRANDÃO et al., 2001, com base nos registos de postos udográficos do Continente, considerando, para o efeito, durações da precipitação, t, compreendidas entre 5 min e 48 h e períodos de retorno, T, variando entre 2 e 1 000 anos.

A intensidade média da precipitação é expressa em milímetros por hora e duração da precipitação, em minutos.

Regista-se que o último dos dois anteriores trabalhos contém informação relevante sobre precipitações intensas em Portugal Continental, encontrando-se disponível na Internet, designadamente na “Hidro-Biblioteca” do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH) do Instituto da Água (INAG).

Posto udográfico		Períodos de retorno (anos)															
		2		5		10		20		50		100		500		1000	
		Parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência para durações da precipitação entre 5 e 30 minutos															
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
02G/09	Casal Soeiro	368.70	-0.690	487.77	-0.674	567.07	-0.665	643.30	-0.659	742.13	-0.652	816.26	-0.649	987.73	-0.643	1061.50	-0.641
05T/01	Miranda do Douro	146.70	-0.539	179.44	-0.483	202.44	-0.461	224.96	-0.446	254.50	-0.431	276.82	-0.423	328.76	-0.409	351.19	-0.405
03M/01	Chaves	148.96	-0.585	217.29	-0.596	262.48	-0.600	305.82	-0.603	361.90	-0.605	403.91	-0.607	500.99	-0.609	542.72	-0.610
03E/03	Viana do Castelo	202.49	-0.525	286.54	-0.512	342.32	-0.508	395.86	-0.504	465.21	-0.502	517.19	-0.500	637.36	-0.497	689.03	-0.496
10F/01	Aveiro (Universidade)	168.74	-0.529	213.70	-0.530	243.44	-0.531	271.90	-0.531	308.88	-0.531	336.53	-0.531	400.43	-0.532	427.90	-0.532
10H/01	Caramulo	142.94	-0.457	179.08	-0.445	203.10	-0.439	226.18	-0.435	256.08	-0.431	278.50	-0.429	330.37	-0.425	352.67	-0.423
11I/01	Santa Comba Dão	178.77	-0.549	272.05	-0.575	333.98	-0.585	393.45	-0.592	470.50	-0.599	528.26	-0.602	661.80	-0.609	719.22	-0.611
11L/05	Penhas Douradas	163.11	-0.514	242.78	-0.518	295.51	-0.519	346.09	-0.520	411.56	-0.521	460.62	-0.522	573.97	-0.522	622.71	-0.523
12L/03	Covilhã	159.10	-0.527	215.00	-0.540	252.06	-0.546	287.63	-0.550	333.69	-0.554	368.22	-0.556	448.04	-0.561	482.36	-0.562
12G/01	Coimbra (IG)																
13L/02	Gralhas	219.65	-0.530	282.71	-0.514	324.65	-0.507	364.95	-0.503	417.19	-0.498	456.36	-0.495	546.97	-0.490	585.94	-0.489
21C/06	Lisboa (IGIDL)	176.46	-0.529	214.32	-0.499	239.69	-0.486	264.16	-0.477	295.96	-0.467	319.86	-0.461	375.21	-0.451	399.04	-0.447
21C/02	Lisboa (Portela)	187.70	-0.516	294.15	-0.555	365.58	-0.571	434.48	-0.581	524.03	-0.592	591.31	-0.598	747.18	-0.608	814.30	-0.611
20C/01	S. Julião do Tojal	164.68	-0.545	236.96	-0.557	284.64	-0.561	330.31	-0.565	389.37	-0.567	433.58	-0.569	535.70	-0.572	579.58	-0.573
18M/01	Portalegre	155.34	-0.498	189.67	-0.455	213.08	-0.437	235.80	-0.424	265.45	-0.411	287.78	-0.404	339.63	-0.392	361.99	-0.387
20I/01	Pavia	155.93	-0.532	239.17	-0.563	294.68	-0.575	348.08	-0.584	417.36	-0.592	469.35	-0.597	589.64	-0.605	641.40	-0.607
22J/02	Évora-Cemitério	197.78	-0.534	228.45	-0.474	250.35	-0.449	271.98	-0.430	300.48	-0.412	322.13	-0.401	372.70	-0.383	394.60	-0.377
25J/02	Beja	163.46	-0.511	199.75	-0.478	224.26	-0.464	247.97	-0.454	278.84	-0.444	302.07	-0.438	355.92	-0.427	379.12	-0.424
26D/01	Sines	169.86	-0.536	233.04	-0.546	274.92	-0.550	315.12	-0.553	367.17	-0.556	406.19	-0.558	496.38	-0.561	535.16	-0.562
27G/01	Relíquias	162.92	-0.483	208.66	-0.432	240.08	-0.413	270.59	-0.399	310.41	-0.387	340.39	-0.380	409.97	-0.369	439.96	-0.365
30J/02	Catraia																
31J/01	S. Brás de Alportel																
30M/01	Figueirais																
31F/01	Praia da Rocha	143.24	-0.516	209.85	-0.544	254.08	-0.555	296.56	-0.563	351.59	-0.571	392.85	-0.575	488.25	-0.582	529.28	-0.585
30F/01	Monchique	232.49	-0.549	274.93	-0.480	306.29	-0.452	337.36	-0.433	378.41	-0.415	409.57	-0.406	482.32	-0.387	513.81	-0.382
31J/02	Faro	199.45	-0.541	246.18	-0.483	278.56	-0.461	310.14	-0.446	351.44	-0.431	382.59	-0.422	454.99	-0.408	486.23	-0.403
30M/02	Vila Real de Santo António	163.82	-0.479	204.99	-0.452	232.58	-0.440	259.17	-0.432	293.72	-0.424	319.66	-0.419	379.75	-0.410	405.61	-0.408

Quadro A.1.2- Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas em postos udográficos do Continente.(Rodrigues 1998).



		Períodos de retorno (anos)															
		2		5		10		20		50		100		500		1000	
		Parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência para durações da precipitação entre 30 minutos e 6 horas															
		Posto udográfico		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
02G/09	Casal Soeiro	208.29	-0.533	347.51	-0.581	445.15	-0.602	541.43	-0.617	668.76	-0.632	765.64	-0.640	992.85	-0.656	1091.60	-0.660
05T/01	Miranda do Douro	243.20	-0.699	467.22	-0.766	630.14	-0.793	793.34	-0.812	1011.70	-0.830	1179.10	-0.841	1574.50	-0.859	1747.10	-0.865
03M/01	Chaves	211.55	-0.691	390.39	-0.753	520.77	-0.779	651.83	-0.798	827.78	-0.817	963.14	-0.828	1284.00	-0.847	1424.60	-0.853
03E/03	Viana do Castelo	281.33	-0.624	545.43	-0.704	742.80	-0.738	943.80	-0.762	1216.60	-0.786	1428.20	-0.800	1934.00	-0.824	2156.80	-0.832
10F/01	Aveiro (Universidade)	253.70	-0.654	361.63	-0.683	435.95	-0.697	508.78	-0.707	604.76	-0.718	677.67	-0.725	848.55	-0.738	922.80	-0.742
10H/01	Caramulo	118.17	-0.416	186.42	-0.466	235.34	-0.489	284.34	-0.507	350.11	-0.526	400.79	-0.537	521.30	-0.558	574.26	-0.565
11V/01	Santa Comba Dão	241.72	-0.641	378.45	-0.663	470.50	-0.672	559.43	-0.678	675.14	-0.684	762.16	-0.687	963.91	-0.693	1050.80	-0.695
11L/05	Penhas Douradas	148.88	-0.499	297.38	-0.579	409.76	-0.613	524.90	-0.638	681.88	-0.662	804.03	-0.676	1097.00	-0.700	1226.30	-0.709
12L/03	Covilhã	138.92	-0.493	194.75	-0.521	233.27	-0.535	270.74	-0.545	319.82	-0.555	356.92	-0.562	443.41	-0.573	480.84	-0.577
12G/01	Coimbra (IG)	280.69	-0.653	374.38	-0.647	436.65	-0.644	496.49	-0.643	574.03	-0.641	632.17	-0.640	766.63	-0.639	824.45	-0.638
13L/02	Gralhas	229.22	-0.561	361.34	-0.604	453.73	-0.623	544.85	-0.637	665.47	-0.651	757.34	-0.660	973.15	-0.675	1067.00	-0.680
21C/06	Lisboa (IGIDL)	251.82	-0.628	345.32	-0.634	407.36	-0.637	466.92	-0.639	544.07	-0.641	601.92	-0.642	735.65	-0.644	793.16	-0.645
21C/02	Lisboa (Portela)	359.15	-0.711	417.04	-0.665	461.54	-0.647	506.26	-0.634	565.82	-0.623	611.24	-0.616	717.68	-0.605	763.86	-0.602
20C/01	S. Julião do Tojal	205.93	-0.596	238.70	-0.544	265.17	-0.525	292.01	-0.512	327.90	-0.500	355.32	-0.493	419.64	-0.482	447.56	-0.479
18M/01	Portalegre	229.15	-0.622	389.81	-0.674	504.10	-0.697	617.67	-0.713	768.83	-0.729	884.39	-0.739	1156.70	-0.756	1275.50	-0.761
20V/01	Pavia	237.28	-0.659	306.77	-0.647	353.20	-0.642	397.89	-0.639	455.90	-0.635	499.43	-0.633	600.18	-0.630	643.53	-0.629
22J/02	Évora-Cemitério	366.51	-0.713	571.47	-0.735	709.63	-0.744	843.21	-0.751	1017.00	-0.757	1147.90	-0.761	1451.30	-0.767	1582.10	-0.769
25J/02	Beja	303.85	-0.692	468.63	-0.727	581.81	-0.743	692.32	-0.754	837.37	-0.765	947.16	-0.772	1203.30	-0.783	1314.20	-0.787
26D/01	Sines	316.67	-0.719	416.93	-0.713	483.30	-0.711	546.97	-0.709	629.39	-0.707	691.15	-0.706	833.87	-0.705	895.23	-0.704
27G/01	Relíquias	285.02	-0.658	484.95	-0.683	619.29	-0.691	748.90	-0.697	917.30	-0.702	1043.80	-0.705	1336.80	-0.710	1462.90	-0.712
30J/02	Catraia					358.73	-0.583			600.18	-0.595	745.31	-0.600	1225.90	-0.611	1519.50	-0.616
31J/01	S. Brás de Alportel					342.70	-0.575			569.56	-0.576	709.50	-0.577	1174.90	-0.580	1459.40	-0.581
30M/01	Figueirais					373.03	-0.579			748.70	-0.592	1006.60	-0.598	1980.80	-0.610	3323.50	-0.656
31F/01	Praia da Rocha	254.91	-0.684	366.91	-0.700	441.75	-0.706	513.84	-0.711	607.46	-0.715	677.76	-0.718	840.56	-0.723	910.65	-0.724
30F/01	Monchique	245.74	-0.566	312.01	-0.509	361.22	-0.491	409.85	-0.479	473.87	-0.469	522.31	-0.463	635.09	-0.454	683.80	-0.451
31J/02	Faro	312.50	-0.679	475.42	-0.686	583.37	-0.688	686.94	-0.690	821.02	-0.691	921.51	-0.692	1153.80	-0.693	1253.60	-0.694
30M/02	Vila Real de Santo António	342.68	-0.690	483.64	-0.694	577.01	-0.696	666.52	-0.697	782.29	-0.698	869.17	-0.699	1069.70	-0.700	1155.90	-0.700

Quadro A.1.3- Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas em postos udográficos do Continente.(Rodrigues 1998)

Posto udográfico		Períodos de retorno (anos)															
		2		5		10		20		50		100		500		1000	
		Parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência para durações da precipitação entre 6 e 48 horas															
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
02G/09	Casal Soeiro	292.29	-0.589	287.00	-0.545	293.03	-0.527	302.25	-0.513	317.15	-0.499	329.73	-0.491	361.60	-0.477	376.10	-0.472
05T/01	Miranda do Douro	255.40	-0.701	269.27	-0.669	283.58	-0.656	299.23	-0.646	321.19	-0.636	338.48	-0.630	380.08	-0.620	398.44	-0.617
03M/01	Chaves	171.15	-0.654	189.58	-0.635	203.14	-0.627	216.72	-0.621	234.84	-0.614	248.70	-0.610	281.34	-0.603	295.54	-0.601
03E/03	Viana do Castelo	325.76	-0.652	317.36	-0.616	320.05	-0.599	325.96	-0.586	336.65	-0.574	346.17	-0.566	371.29	-0.552	383.00	-0.547
10F/01	Aveiro (Universidade)	278.52	-0.669	360.93	-0.677	415.45	-0.681	467.72	-0.684	535.37	-0.687	586.04	-0.689	703.13	-0.693	753.46	-0.694
10H/01	Caramulo	208.61	-0.504	235.18	-0.496	253.03	-0.492	270.27	-0.488	292.72	-0.485	309.62	-0.482	348.84	-0.478	365.76	-0.477
11I/01	Santa Comba Dão	239.96	-0.639	347.38	-0.651	419.30	-0.656	488.63	-0.660	578.72	-0.663	646.41	-0.666	803.21	-0.669	870.74	-0.671
11L/05	Penhas Douradas	223.11	-0.559	246.16	-0.542	262.85	-0.534	279.48	-0.528	301.63	-0.522	318.54	-0.518	358.34	-0.511	375.66	-0.508
12L/03	Covilhã	152.39	-0.505	168.42	-0.488	179.26	-0.480	190.07	-0.473	204.45	-0.467	215.44	-0.463	241.30	-0.455	253.57	-0.453
12G/01	Coimbra (IG)	271.67	-0.653	485.15	-0.695	639.05	-0.712	792.84	-0.725	998.29	-0.738	1155.70	-0.745	1527.60	-0.758	1689.90	-0.762
13L/02	Gralhas	201.11	-0.529	213.87	-0.502	224.77	-0.490	236.26	-0.481	252.11	-0.472	264.47	-0.466	294.10	-0.456	307.14	-0.452
21C/06	Lisboa (IGIDL)	362.78	-0.698	545.58	-0.721	670.81	-0.732	792.97	-0.739	953.23	-0.747	1074.50	-0.752	1357.30	-0.760	1479.80	-0.762
21C/02	Lisboa (Portela)	474.64	-0.756	763.29	-0.764	955.11	-0.767	1139.40	-0.769	1378.10	-0.771	1557.10	-0.772	1970.90	-0.773	2148.80	-0.774
20C/01	S. Julião do Tojal	381.00	-0.705	812.46	-0.753	1122.70	-0.770	1430.30	-0.781	1837.50	-0.792	2147.20	-0.797	2872.40	-0.807	3186.90	-0.810
18M/01	Portalegre	252.46	-0.639	287.90	-0.624	312.55	-0.617	336.72	-0.612	368.50	-0.606	392.58	-0.603	448.78	-0.597	473.11	-0.596
20I/01	Pavia	262.93	-0.680	395.64	-0.689	483.85	-0.692	568.61	-0.695	678.44	-0.697	760.81	-0.698	951.27	-0.700	1033.20	-0.701
22J/02	Évora-Cemitério	354.04	-0.712	532.50	-0.732	654.02	-0.741	772.17	-0.747	926.70	-0.753	1043.40	-0.757	1314.90	-0.764	1432.20	-0.766
25J/02	Beja	368.82	-0.725	511.80	-0.742	608.92	-0.750	703.36	-0.756	826.97	-0.762	920.38	-0.766	1138.10	-0.773	1232.00	-0.776
26D/01	Sines	293.59	-0.709	455.06	-0.733	566.36	-0.744	675.25	-0.752	818.37	-0.759	926.80	-0.764	1180.00	-0.772	1289.80	-0.775
27G/01	Relíquias	489.17	-0.750	839.99	-0.778	1082.00	-0.790	1318.40	-0.797	1628.20	-0.805	1862.50	-0.809	2408.20	-0.816	2644.10	-0.819
30J/02	Catraia					359.74	-0.583			609.66	-0.597	745.65	-0.600	1227.00	-0.611	1520.90	-0.616
31J/01	S. Brás de Alportel					509.07	-0.634			923.58	-0.648	1219.40	-0.658	2210.20	-0.675	2858.60	-0.682
30M/01	Figueirais					758.40	-0.685			1666.50	-0.712	2324.80	-0.724	5081.90	-0.752	6999.60	-0.761
31F/01	Praia da Rocha	420.21	-0.773	481.99	-0.749	527.23	-0.739	572.27	-0.732	632.04	-0.725	677.55	-0.721	784.16	-0.714	830.42	-0.711
30F/01	Monchique	593.83	-0.710	1587.20	-0.785	2342.80	-0.810	3107.90	-0.825	4135.30	-0.840	4923.70	-0.848	6783.50	-0.860	7594.20	-0.864
31J/02	Faro	405.67	-0.726	594.84	-0.724	720.14	-0.724	840.34	-0.723	995.95	-0.723	1112.60	-0.723	1382.10	-0.722	1497.90	-0.722
30M/02	Vila Real de Santo António	432.64	-0.735	535.23	-0.718	605.53	-0.711	674.11	-0.706	763.99	-0.701	831.45	-0.699	988.58	-0.694	1056.30	-0.693

Quadro A.1.4- Parâmetros de curvas IDF estabelecidos com base em precipitações intensas registadas em postos udográficos do Continente.(Rodrigues 1998)

## A.2 Dimensionamento Hidráulico

### A.2.1 PERDAS DE CARGA

#### A.2.1.1 PERDA DE CARGA CONTINUA

Quando o escoamento se processa com controlo a jusante, a capacidade de vazão do aqueduto é função das perdas de carga à entrada, da rugosidade da conduta, da inclinação, do comprimento, do diâmetro ou de outro parâmetro geométrico da conduta e da altura de água a jusante da conduta se o nível de jusante exceder a cota da linha de energia crítica.

A energia do escoamento a montante poderá ser obtida adicionando à energia do escoamento a jusante a perda de carga contínua e as perdas de carga localizadas à entrada, à saída e em singularidades, se existirem, ao longo do aqueduto.

O valor da perda de carga contínua ao longo do aqueduto pode ser calculado pela fórmula geral das perdas de carga.

$$\Delta H_c = L \times \frac{f}{D} \times \frac{U^2}{2 \times g} \quad (\text{A.2.1})$$

Com:

$\Delta H_c$  [m]: perda de carga contínua;

$D$  [m]: diâmetro da secção transversal;

$U$  [m/s]: velocidade média do escoamento;

$f$  [ ]: factos de resistência ou factor de Darcy-Weisbach;

$g$  [m/s]: aceleração da gravidade.

O valor do factor de resistência pode ser obtido através do ábaco de Moody ou pela fórmula de Colbrook-White.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \times \log_{10} \left( \frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{f}} \right) \quad (\text{A.2.2})$$

Com:

$Re$  [ ]: numero de Reynolds do escoamento;

$\varepsilon$  [m]: rugosidade absoluta das paredes da conduta.

o número de Reynolds  $Re$  do escoamento, que é dado por:

$$Re = \frac{U \times D}{U_{cin}} \quad (\text{A.2.3})$$

Com

$U$  [m/s]: velocidade do escoamento;

$D$  [m]: diâmetro da conduta;

$U_{cin}$  [m<sup>2</sup>/s]: viscosidade cinemática do fluido.

Se  $Re < 2000$  o escoamento é dito laminar. Se  $Re > 4000$  o escoamento é dito turbulento. Entre os dois valores existe uma zona de transição, para a qual não há fórmula precisa. Na maioria dos casos práticos, os escoamentos são turbulentos.

O quadro seguinte apresenta valores da rugosidade absoluta das condutas em betão com diferentes acabamentos.

Acabamento da superfície	Rugosidade $\epsilon$ (mm)
Extraordinariamente rugoso: madeira de cofragens muito rugosas; betão pobre com desgastes de erosão; juntas mal alinhadas	1,5
Rugoso: atacado por materiais angulosos, transportados; marcas das cofragens visíveis	0,5
Granulas: superfície alisada à talocha, em boas condições, juntas bem alinhadas.	0,3
Centrifugado (em tubos)	0,3
Liso: de cofragem metálica, novo ou quase novo, acabamento médio com juntas cuidadas	0,1
Muito liso: novo, extraordinariamente liso, de cofragens metálicas, acabamento muito bom e juntas cuidadas	0,03

Quadro 2.1 – Rugosidade absoluta de condutas de betão.

Segundo Drake, 1966, no caso de se optar por aquedutos metálicos com paredes corrugadas (*corrugated pipes*) e não se dispuser de valores do fabricante para o coeficiente de resistência e para o coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning-Strickler podem utilizar-se, respectivamente, as seguintes fórmulas empíricas:

$$f = 0,0978 \times D^{-0,478} \quad (\text{A.2.4})$$

$$n = 0,028 \times D^{-0,075} \quad (\text{A.2.5})$$

Com:

$D$  [m]: altura da secção transversal;

$n$  [ ]: coeficiente de rugosidade.

Outra forma de calcular perdas de carga contínuas é através das leis empíricas, que se baseiam no facto de a perda de carga unitária, num regime turbulento rugoso no interior de um tubo, variar proporcionalmente ao quadrado da velocidade média. Entre as várias fórmulas empíricas, apresenta-se a de Manning-Strickler por ser a mais conhecida.

$$Q = S \times \frac{1}{K} \times R^{\frac{2}{3}} \times J^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A.2.6})$$

Com:

S [m<sup>2</sup>]: área da secção do aqueduto;

K [ ]: coeficiente de rugosidade;

R[m]: raio hidráulico;

J[m/m]: perda de carga unitária.

Características	K [m <sup>1/3</sup> /s]
Paredes muito lisas:	
- revestimento de argamassa de cimento e areia muito lisa; chapa metálica sem soldadura saliente	100 a 90
- argamassa alisada	80
Paredes lisas:	
- reboco ordinário; grés	75
- betão liso; superfície betuminosa lisa	70
- alvenaria ordinária	60
Paredes rugosas	
- betão áspero ou velho; alvenaria velha ou mal acabada; superfície betuminosa rugosa; terra muito regular	50
Paredes muito rugosas	
-terras muito irregulares com vegetação; cursos de água regulares em leitos rugosos	
-terras em más condições, rios sobre calhaus	40
Terrenos completamente abandonados; rios com muito transporte sólido	20 15

Quadro A.2.2 - Coeficiente de rugosidade.

O raio hidráulico é obtido a partir da seguinte expressão:

$$R = \frac{A}{P} \quad (\text{A.2.7})$$

Com:

RH [m]: raio hidráulico;

A[m<sup>2</sup>]: área molhada;

P[m]: perímetro molhado.

O método mais preciso de cálculo da perda de carga unitária é dado pela equação de Darcy-Weisbach.

$$J = \frac{f \times U^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{A.2.8})$$

Com:

J [m/m]: perda de carga unitária;

f [ ]: coeficiente de atrito para o escoamento;

U [m/s]: velocidade do escoamento;

g [m<sup>2</sup>/s]: aceleração da gravidade;

D [m]: diâmetro interno da tubulação.

#### A.2.1.2 PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

As perdas de carga localizadas avaliam-se por uma expressão do tipo

$$\Delta H_L = K_L \times \frac{U^2}{2 \times g} \quad (\text{A.2.9})$$

Com:

U [m/s]: velocidade média do escoamento;

K<sub>L</sub> [ ]: coeficiente de perda de carga localizada;

g [m/s<sup>2</sup>]: aceleração da gravidade.

No caso de não haver singularidade no interior do aqueduto, consideram-se apenas a perda de carga à entrada do aqueduto, caracterizada pelo coeficiente k<sub>e</sub>, e a perda de carga à saída, em que se admite k<sub>s</sub>=1.

No Quadro A. Apresentam-se valores para o coeficiente k<sub>e</sub> da expressão para o cálculo das perdas de carga localizadas à entrada de aquedutos, em função da forma e do material da estrutura de entrada.

Assim, a perda de carga total, ΔH, obtêm-se:

$$\Delta H = \left( 1 + k_e + \frac{12,7 \times g \times L}{K^2 \times D^{\frac{4}{3}}} \right) \times \frac{U^2}{2 \times g} \quad (\text{A.2.10})$$

No caso da perda de carga contínua ser calculada mediante a fórmula de Manning-Strickler.

Aquedutos	Descrição	Valores de $k_e$	
Tubos de betão	Campânula saliente	0,2	
	Com muros de ala ( $\alpha=0^\circ$ a $\alpha=90^\circ$ ) e campânula no extremo	0,2	
	Com muros de ala ( $\alpha=0^\circ$ a $\alpha=90^\circ$ ) e arredondado	0,2	
	Secção terminal pré-fabricada de acordo com o talude	0,5	
Tubos de metal ondulado	Extremo saliente	0,9	
	Com muro de ala ( $\alpha=0^\circ$ a $\alpha=90^\circ$ )	0,5	
	Chanfrado de acordo com talude	0,7	
	Secção terminal pré-fabricada de acordo com talude	0,5	
Caixas de betão armado	Com muro de ala ou de cabeceira com arestas angulosas	$\alpha=0^\circ$ a $\alpha=90^\circ$	0,7
		$10^\circ < \alpha < 25^\circ$ a $\alpha=90^\circ$	0,5
		$10^\circ < \alpha < 25^\circ$ ou $\alpha=90^\circ$	0,4
	Com muro de cabeceira e três arestas arredondadas	0,2	
	Com muro de ala ( $\alpha=30^\circ$ a $\alpha=75^\circ$ )	0,2	

Quadro A.2.3 – Coeficiente de perda de carga na entrada de aquedutos (adaptado Corps Engineers, 1983)

Para dimensionar aquedutos com controlo a jusante pode utilizar-se a expressão anterior.

### A.2.2 ESTRUTURA DE DISSIPAÇÃO DE ENERGIA

Se o valor da velocidade de saída for superior ao máximo aconselhado no Quadro A. Deve prever-se uma estrutura de dissipação de energia à saída, ou então diminuir a inclinação do aqueduto.

Tipo de material do canal	Velocidade máxima [m/s]
Areias finas ou limos (pouca ou nenhuma argila)	0,2 – 0,6

Siltes arenosos ou argilosos, areias argilosas duras ou margas duras	0,6 – 0,9
Terrenos parcialmente cobertos de vegetação	0,6 – 1,2
Canais de terra revestidos com relva ( $i < 5\%$ )	1,5
Argilas	1,5 – 1,8
Rochas brandas (arenitos e xistos brandos)	1,2 - 2,4
Rochas duras	3,0 - 4,5
Cimento ou betão	4,5 - 6,0

Quadro A.2.4 - Velocidades máximas de escoamento.

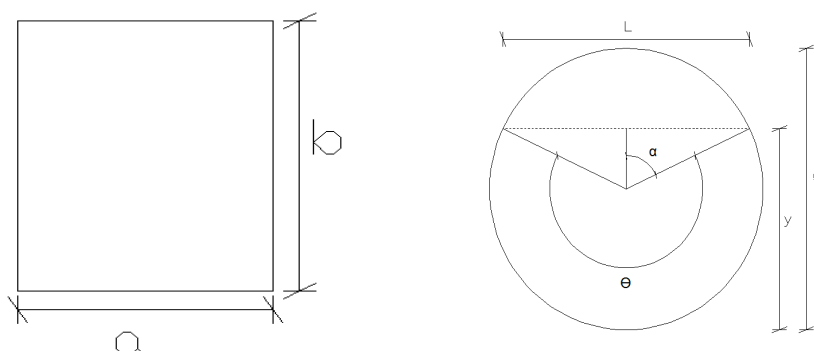


## A.3 Passos da folha de cálculo automático

Esta folha de cálculo exemplifica o processo de cálculo executado pelo programa *Excel*. As células em tons acinzentados são células de preenchimento obrigatório e dizem respeito às características físicas e climáticas dos elementos que incutem o dimensionamento.

As setas indicam o sentido geral do processo de cálculo.

### 1º DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO: CÁLCULO DO MÁXIMO CAUDAL DA PASSAGEM HIDRÁULICA EXISTENTE



Para aquedutos com fortes inclinações:

- Teorema de Bernoulli:

$$Q = \sqrt{2 \times g} \times S \times \sqrt{H - y}$$

	Dimensões		Altura máxima permitida a montante; H [m]	Largura da superfície da água; L [m]	Altura máxima da água no interior do aqueduto; y [m]	Área da secção molhada; S [m²]	Caudal máximo $Q_{dim}$ [m³/s]
	a [m] ou Ø [m]	b [m]					
Secção Rectangular				a	$y = H - \frac{S}{2 \times L}$	a.y	→
Secção circular		-----		$L = \frac{\theta}{2} \times \sin \frac{\theta}{2}$	$y = \frac{\theta}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right)$	$S = \frac{\theta^2}{8} (1 - \sin \theta)$	→

Para aquedutos com inclinações reduzidas:

- Manning - Strickler:

$$Q = S \times K_S \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}}$$

	Dimensões		Declividade da passagem hidráulica; i [m/m]	Coeficiente de Strickler; $K_s$ [m <sup>1/3</sup> /s]	Raio Hidráulico; R [m]	Altura máxima da água no interior do aqueduto; y [m]	Área da secção molhada; S [m <sup>2</sup> ]	Caudal máximo $Q_{dim}$ [m <sup>3</sup> /s]
	a [m] ou $\emptyset$ [m]	b [m]						
<b>Secção Rectangular</b>					$R = \frac{a \times b}{a + 2 \times b}$	b	a.b →	
<b>Secção circular</b>		-----			$R = \frac{1}{4} \left( 1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) \emptyset$	$1/8 \left( \theta - \frac{\sin(\theta)}{\sin(\frac{1}{2}\theta)} \right)$	$\frac{\emptyset^2}{8} (\theta - \sin \theta)$ →	

## 2º DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO: DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO GLOBAL

### Dados:

Caudal admitido pela PH existente

Área da bacia hidrográfica

Extensão do curso de água principal

Q [m <sup>3</sup> /s] =	
A [m <sup>2</sup> ] =	
L <sub>b</sub> [km] =	

### 1) Determinação da declividade média do curso de água

Declividade média do curso de água ( $i_m$  [ ]):

#### Legenda:

Cota máxima do leito no trecho i=  $H_i^+$  [ ]

Cota mínima do leito no trecho i=  $H_i^-$  [ ]

Extensão horizontal do curso de água no trecho i0  $L_i$  [Km]

Números de troços considerados (n)=	
-------------------------------------	--

Cotas [m]			Extensão do curso de água a analisar $L_i$ [m]	Inclinação do troço i $i_i$ [ ]
H1 [m]	H1 <sup>+</sup> [m] =		→	$\frac{H_1^+ - H_1^-}{L_1}$
	H1 <sup>-</sup> [m] =			
H2 [m]	H2 <sup>+</sup> [m] =			
	H2 <sup>-</sup> [m] =			
H3 [m]	H3 <sup>+</sup> [m] =			
	H3 <sup>-</sup> [m] =			
H4 [m]	H4 <sup>+</sup> [m] =			
	H4 <sup>-</sup> [m] =			

(...)	(...)			
	(...)			
Hi [m]	Hi <sup>+</sup> [m] =			$\frac{H_i^+ - H_i^-}{L_i}$
	Hi <sup>-</sup> [m] =			
		Total		

$$i_m = \frac{\sum_i^n i_i}{n}$$

i <sub>m</sub> [ ] =	
i <sub>m</sub> [%] =	i <sub>m</sub> × 100

## 2) Determinação do tempo de concentração:

$$t_c = 0,3 \times \left( \frac{L_b}{i_m^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Com:

t<sub>c</sub> [min] : Tempo de concentração;

L<sub>b</sub> [km] : Extensão do curso de água principal;

i<sub>m</sub> [ ] : Declive médio do curso de água principal.

Tempo de concentração

t <sub>c</sub> [min] =	
------------------------	--

## 3) Determinação da intensidade de precipitação

$$I = a(T) \times t^{b(T)}$$

Com:

I [mm/h] : intensidade média da precipitação com uma determinada duração e para um período de retorno T;

t [min] : duração da chuvada;

a, b [ ] : constantes em função do período de retorno e da localização da bacia hidrográfica.

T (período de retorno)=  
Posto Udográfico=

		a [ ] =	
		b [ ] =	

Coeficiente de ajustamento

K [ ] =	
---------	--

I [mm/h] =	a × t <sup>b</sup>
------------	--------------------

#### 4) Determinação do coeficiente de escoamento inicial

$$C_m = \frac{3,6 \times 10^6 \times Q_{dim}}{I \times A \times K}$$

$Q_{dim}$  [m<sup>3</sup>/s] : caudal de ponta de cheia para o período de retorno T (anos);  
 $I$  [mm/h] : intensidade média da precipitação com uma determinada duração e para um período de retorno T;  
 $A$  [m<sup>2</sup>] : área da bacia;  
 $C_m$  [ ] : coeficiente de escoamento médio;  
 $K$  [ ] : coeficiente de ajustamento em função do período de retorno.

Cálculo do Coeficiente de escoamento

$C_m$ [ ] =	
-------------	--

**Nota:** Quando partes da bacia hidrográfica atingirem um coeficiente de impermeabilização tal, que ultrapasse o coeficiente de escoamento global médio ( $C_m$ ), há necessidade de construir bacias de retenção nas urbanizações de forma a amortecer o caudal de cheia. No dimensionamento das bacias de retenção, o tempo de concentração pode ou não variar, de acordo com a situação existente o cálculo do volume a armazenar pode ser feito pelo ponto 3A° ou 3B°, se a curso principal da água não sofreu impermeabilização ou o contrário, respectivamente.

### 3A° DETERMINAÇÃO DO CAUDAL DE PROJECTO NA SITUAÇÃO EM QUE A IMPERMEABILIZAÇÃO NÃO INTERSECTA A LINHA DE ÁGUA

#### 1) Determinação do caudal de projecto:

Informação sobre a zona impermeabilizada:

Área	$A_2$ [m <sup>2</sup> ] =	
Coeficiente de escoamento	$C_2$ [ ] =	

Informação sobre a zona não impermeabilizada:

Área	$A_1$ [m <sup>2</sup> ] =	$A - A_2$
Coeficiente de escoamento	$C_m$ [ ] =	

$$Q_{dim} = C_m \times a \times t_c^b \times A \times K \times \frac{10^{-3}}{3600}$$

Caudal Projecto	$Q_{dim}$ [m <sup>3</sup> ] =	
-----------------	-------------------------------	--

## 2) Determinação da variação do caudal:

$$Q' - Q = a \times t_c^b \times K \times A_2 \times (C_2 - C_1) \times \frac{10^{-3}}{3600}$$

Variação do Caudal  $\Delta Q [m^3] =$

Com:

$\Delta Q [m^3/s]$ : aumento do caudal devido à urbanização, o valor de  $\Delta Q$  é obtido nos pontos anteriores;

$Q_{dim}[m^3/s]$ : caudal máximo permitido pela passagem hidráulica e pela altura de água máxima desejada;

$t'_c$  ou  $t_c$  [min]: tempo de concentração na situação final (com áreas urbanizadas);

$t'_d$  ou  $t_d$  [min]: tempo de precipitação na situação final (com áreas urbanizadas).

## 3) Determinação do volume a armazenar

$$V = (t'_d - t'_c) \times \Delta Q \times 60 + \frac{\Delta Q^2}{Q_{dim} + \Delta Q} \times t'_c \times 60$$

Com:

$\Delta Q [m^3/s]$ : aumento do caudal devido à urbanização, o valor de  $\Delta Q$  é obtido nos pontos anteriores;

$Q_{dim}[m^3/s]$ : caudal máximo permitido pela passagem hidráulica e pela altura de água máxima desejada;

$t'_c$  ou  $t_c$  [min]: tempo de concentração na situação final (com áreas urbanizadas);

$t'_d$  ou  $t_d$  [min]: tempo de precipitação na situação final (com áreas urbanizadas).

$t_d$  [min]=

$V [m^3] =$ 

$(t'_d - t'_c) \times \Delta Q \times 60 + \frac{\Delta Q^2}{Q_{dim} + \Delta Q} \times t'_c \times 60$
---

## 3Bº DETERMINAÇÃO DO CAUDAL DE PROJECTO NA SITUAÇÃO EM QUE A IMPERMEABILIZAÇÃO INTERSECTA A LINHA DE ÁGUA

### 1) Determinação do novo tempo de concentração:

#### 1.1) Na sub-bacia do tipo rural:

$$t_c = 0,3 \times \left( \frac{L_b}{i_m^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Com:

$t_c[h]$  : Tempo de concentração;

$L_b [km]$  : Extensão do curso de água principal;

$i_m [ ]$  : Declive médio do curso de água principal.

Extensão do curso de água principal

$L_b$ [km] =	
--------------	--

**Declividade média do curso de água ( $i_m$  [ ]):**

*Legenda:*

Cota máxima do leito no trecho i  $H_i^+$  [ ]

Cota mínima do leito no trecho i  $H_i^-$  [ ]

Extensão horizontal do curso de água no trecho i  $L_i$  [ Km]

Números de troços considerados (n)=	
-------------------------------------	--

Cotas [m]			Extensão do curso de água a analisar; $L_i$ [m]	Inclinação do troço i; $i_i$ [ ]
H1 [m]	$H1^+$ [m] =			$\frac{H1^+ - H1^-}{L_1}$
	$H1^-$ [m] =			
H2 [m]	$H2^+$ [m] =			
	$H2^-$ [m] =			
H3 [m]	$H3^+$ [m] =			
	$H3^-$ [m] =			
H4 [m]	$H4^+$ [m] =			
	$H4^-$ [m] =			
(...)	(...)			
	(...)			
$H_i$ [m]	$H_i^+$ [m] =			$\frac{H_i^+ - H_i^-}{L_i}$
	$H_i^-$ [m] =			
Total				

$$i_m = \frac{\sum_i^n i_i}{n}$$

$i_m$ [ ]=	
$i_m$ [% ]=	$i_m \times 100$

Tempo de concentração

$t_c$ =	$0,3 \times \left( \frac{L_b}{i_m^{0,25}} \right)^{0,76}$
---------	---

## 1.2) Na sub bacia do tipo urbano:

Extensão do curso de água principal

$L_b$ [km] =	
--------------	--

$$t'_c = \frac{t_c}{1 + 3\sqrt{\mu(2 - \mu)}}$$

Com:

$t_c$ [h] : Tempo de concentração de uma bacia urbana;

$t'_c$ [h] : Tempo de concentração de uma bacia rural;

$\mu$  [ ] : parâmetro que relaciona a superfície impermeabilizada pela ocupação urbana com a superfície total da bacia.

Parâmetro que relaciona a superfície impermeabilizada com a superfície total da bacia

$\mu$ [ ]=	
------------	--

Grau de Urbanização	$\mu$
Pequeno	$\mu < 0,05$
Moderado	$0,05 \leq \mu < 0,15$
Importante	$0,15 \leq \mu < 0,30$
Muito Desenvolvido	$\mu \geq 0,30$

Números de troços considerados (n) =

Cotas [m]			Extensão do curso de água a analisar $L_i$ [m]	Inclinação do troço $i_i$ [ ]
H1 [m]	$H1^+$ [m] =			$\frac{H1^+ - H1^-}{L_1}$
	$H1^-$ [m] =			
H2 [m]	$H2^+$ [m] =			
	$H2^-$ [m] =			
H3 [m]	$H3^+$ [m] =			
	$H3^-$ [m] =			
	$H4^-$ [m] =			
(...)	(...)			
	(...)			
Hi [m]	$Hi^+$ [m] =			$\frac{Hi^+ - Hi^-}{L_i}$
	$Hi^-$ [m] =			
Total				

$$i_m = \frac{\sum_i^n i_i}{n}$$

$i_m [ ] =$	
$i_m [\%] =$	$i_m \times 100$

Tempo de concentração zona rural correspondente à zona urbana

$t_c [h] =$	$0,3 \times \left( \frac{L_b}{i_m^{0,25}} \right)^{0,76}$
-------------	---

Tempo de concentração zona urbana

$t_c' [h] =$	$\frac{t_c}{1 + 3\sqrt{\mu(2 - \mu)}}$
--------------	--

### 1.3 Determinação do tempo de concentração total:

$$t_{c \text{ total}} = \sum t_c + \sum t_c'$$

$t_{c \text{ total}} [h] =$	
-----------------------------	--

## 2) Determinação da intensidade de precipitação

$$I = a(T) \times t^{b(T)}$$

Com:

$I [mm/h]$  : intensidade média da precipitação com uma determinada duração e para um período de retorno  $T$ ;

$t_c [min]$  : tempo de concentração;

$a, b [ ]$  : constantes em função do período de retorno e da localização da bacia hidrográfica.

$T$  (período de retorno)=  
Posto Udográfico=

$a [ ] =$	
$b [ ] =$	

$I [mm/h] =$	$a \times t^b$
--------------	----------------

Coefficiente de ajustamento

$K [ ] =$	
-----------	--

## 3) Determinação do caudal de projecto:

Informação sobre a zona impermeabilizada:

Área	$A_2 [m^2] =$	
------	---------------	--

Informação sobre a zona não impermeabilizada:

$$A_1 = A - A_2$$



Área	A1 [m <sup>2</sup> ] =	A - A <sub>2</sub>
Coefficiente de escoamento	C <sub>m</sub> [=]	

$$Q' = (C_m a t_c'^b A_1 K + C_2 a t_c'^b A_2 K) \times \frac{10^{-3}}{3600}$$

Caudal Projecto	Q' [m <sup>3</sup> /s]=	
-----------------	-------------------------	--

#### 4) Determinação da variação do caudal:

$$\Delta Q = K \left( a \left( t_c'^b - t_c^b \right) \times (C_m A_1 + C_2 A_2) \right) \times \frac{10^{-3}}{3600}$$

Variação do Caudal	$\Delta Q$ [m <sup>3</sup> /s]=	
--------------------	---------------------------------	--

#### 5) Determinação do volume a armazenar

$$V = (t_d' - t_c') \times \Delta Q \times 60 + \frac{\Delta Q^2}{Q_{dim} + \Delta Q} \times t_c' \times 60$$

Com:

$\Delta Q$  [m<sup>3</sup>/s]: aumento do caudal devido à urbanização, o valor de  $\Delta Q$  é obtido nos pontos anteriores;

$Q_{dim}$  [m<sup>3</sup>/s]: caudal máximo permitido pela passagem hidráulica e pela altura de água máxima desejada;

$t_c'$  ou  $t_c$  [min]: tempo de concentração na situação final (com áreas urbanizadas);

$t_d'$  ou  $t_d$  [min]: tempo de precipitação na situação final (com áreas urbanizadas).

$t_d$ [min]=	
--------------	--

$V$ [m <sup>3</sup> ] =	$\begin{aligned} & (t_d' - t_c') \times \Delta Q \\ & \times 60 + \frac{\Delta Q^2}{Q_{dim} + \Delta Q} \\ & \times t_c' \times 60 \end{aligned}$
-------------------------	---

## 4º DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DA BACIA DE RETENÇÃO

### 2.1) Forma Piramidal:

Dados:

Inclinação dos taludes (1/(n, m, c ou d))	m [=]	
	n [=]	
	c [=]	
	d [=]	

**RESULTADOS:**

Volume armazenar	[m <sup>3</sup> ]=	
Profundidade máxima da bacia	[m]=	
Área do espelho da água	[m <sup>2</sup> ]=	
Comprimento do espelho	[m]=	
Largura do espelho	[m]=	

**2.1) Forma Prismática:**

**Dados:**

Características da bacia de retenção (Lb: comprimento da base da bacia; b: largura da base da bacia; z: factores de declive dos taludes (razão entre a horizontal e a vertical)).	Lb [m]=	
	b [m]=	
	z [ ]=	

**RESULTADOS:**

Volume armazenar	[m <sup>3</sup> ]=	
Profundidade máxima da bacia	[m]=	
Área do espelho da água	[m <sup>2</sup> ]=	
Comprimento do espelho	[m]=	
Largura do espelho	[m]=	

Como nota apresenta-se a folha de cálculo proposta para o método Holandês.

### DETERMINAÇÃO DO VOLUME DA BACIA PELO MÉTODO HOLANDÊS

$$V_a = 10 \times C \times A \left( \frac{-b \times q_s}{1 + b} \right) \times \left( \frac{60 \times q_s}{a \times (1 + b)} \right)^{1/b}$$

Com:

$V [m^3]$  : volume mínimo da bacia de retenção;

$A [ha]$  : área da bacia efluente;

$C [ ]$  : coeficiente de escoamento;

$a, b [ ]$  : parâmetros referentes às curvas I-D-F;

$q_s [mm/min]$  : caudal específico efluente (caudal por unidade de área activa), considerado constante e dado pela expressão:

$$q_s = \frac{q_{si}}{C \times A} \times 6$$

Com:

$q_{si} [l/s]$ : caudal efluente.

$$q_{si} = \frac{q}{A} \times A_{urbanizada i}$$

C [ ]=	
A [ha]	
q [m3/s]=	

T (período de retorno) =  
Posto Udográfico=

a [ ]=	
b [ ]=	

qs [mm/min]=	
--------------	--

V [m3] =	
----------	--

$$t_M = \left( \frac{60 \times q_s}{a \times (b + 1)} \right)^{\frac{1}{b}}$$

Com:

$t_M [min]$ : duração crítica de armazenamento;

$a, b [ ]$ : parâmetros referentes às curvas I-D-F;

$q_s [mm/min]$ : caudal específico efluente.

$t_M [min]=$	
--------------	--



## BIBLIOGRAFIA

- Bichançã, Maria de Fátima. *Bacias de retenção em zonas urbanas como contributo para a resolução de situações extremas: cheias e secas*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006.
- Brandão, C., e R. Rodrigues e J. P. Costa Costa. *Análise e fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal Continental*. Lisboa: Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos, INAG, 2001.
- Chow, V. T. *Handbook of applied hydrology*. Montagem por McGraw-Hill. New York, 1964.
- Correia, F. N. *Alguns procedimentos Adoptados pelo Soil Conservation Service para o estudo do impacto da urbanização nos caudais de cheia*. Lisboa: LNEC, 1984.
- Herlander Mata-Lima, Evaristo Silva, Cristina Raminhos. *Impactes de Projectos da Engenharia Civil na Hidrologia de Bacias de Drenagem. Como o Excesso do Escoamento* Engenharia Civil, UM, 2006.
- Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos. *Hidráulica Geral 1*. Porto: Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto, 2004.
- Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos. *Hidráulica Geral 2*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.
- Lisboa, Grupo de Hidráulica - Departamento de Ciências e Engenharia do Ambiente - Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de, ed.
- Junta Autónoma de Estradas - Direcção de Serviços e Projectos. *Manual de drenagem superficial em vias de comunicação TOMO I (versão provisória)*. Junta Autónoma de Estradas, Agosto 1998.
- Lencastre, A., e F. M. Franco. *Lições de Hidrologia*. 3ª Edição. Montagem por Fundação Armando Lencastre. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 2003.
- Lencastre, Armando. *Manual de Hdráulica geral*. 2ª. Lisboa: Técnica, 1969.
- Manzanares, Alberto Abecasis. *Hidráulica Geral - II Escoamentos Líquidos*. Lisboa, 1980.
- Martins, Francisco José Paulos. *Dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais. Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil*. Coimbra, 2000.
- Matias, Maria Gorete Barata. *Bacias de retenção Estudo de métodos de dimensionamento*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia do Porto, 2006.
- "Mecânica dos Flúidos e Hidráulica Geral" - Barbosa, J. N., (Vol. 1 e 2), Porto Editora, FEUP, Porto, 1985
- Neves, Mário Valente. *Elementos sobre Drenagem Pluvial Urbana - Apontamentos para a disciplina Hidrologia e Recursos Hídricos*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004/2005.
- Neves, Mário Valente. *Passagens Hidráulicas Pré- Dimensionamento - Apontamentos para a disciplina Hidrologia e Recursos Hídricos*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos, 2004/2005.
- Oliveira, R. *Determinação Hidrogramas de Cheia em Pequenas Bacias Hidrográficas*. Montagem por Seminário sobre Drenagem de Estradas em Vias de Comunicação. Lisboa: LNEC, 1996.

Ramos, Carlos Matias. *Drenagem em infra-estruturas de transportes e hidraulica de pontes*. Lisboa, Portugal: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Rémenières. *L' Hydrologie de l' Ingénieur*. Paris: Eyrolles, 1972.

Ribeiro, Prof. Doutor Eng. A. Álvares. *Hidráulica Aplicada - Hidrologia Águas Superficiais*. Porto: Universidade do Porto - Faculdade de Engenharia Laboratório de Hidráulica, 1987.

Rodrigues, Brandão. *Precipitações intensas em Portugal Continental para períodos de retorno até 1000 anos*. Lisboa: Instituto de água INAG, 1998.

Veríssimo Dias, Jan Vymazal. *The use of aquatic macrophytes for wastewater treatment in constructed wetlands*. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian, 2003.

“[http://disciplinas.dcea.fct.unl.pt/hidraulica/a\\_textosapoio/acr/2006-H1-TEOR-13-PRESSAO-2-R0.pdf](http://disciplinas.dcea.fct.unl.pt/hidraulica/a_textosapoio/acr/2006-H1-TEOR-13-PRESSAO-2-R0.pdf).” (acedido em 29 de Janeiro de 2008).

“[http://disciplinas.dcea.fct.unl.pt/hidraulica/a\\_textosapoio/hgc/2006-H1-TEOR-19-DESCARREGADORES-R0.pdf](http://disciplinas.dcea.fct.unl.pt/hidraulica/a_textosapoio/hgc/2006-H1-TEOR-19-DESCARREGADORES-R0.pdf).” (acedido em 2008).

“[http://www.fcth.br/fesparquivos/CH2\\_TEORIA/Orificios,%20Bocais%20e%20Vertedores.pdf](http://www.fcth.br/fesparquivos/CH2_TEORIA/Orificios,%20Bocais%20e%20Vertedores.pdf).” 08 de Janeiro de 2008.

“[https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/129853/1/Folhas-DCheias-Licenciatura\\_2007.pdf](https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/129853/1/Folhas-DCheias-Licenciatura_2007.pdf).” 10 de Janeiro de 2008.

“<http://www.epa.gov>” 03.de Dezembro 2007.



